



UNIVERSIDAD CARLOS III DE MADRID

TESIS DOCTORAL

Análisis sísmico de dobles túneles

Autor: ÁNGEL LUÍS SÁNCHEZ MERINO
Ingeniero Industrial

Director: Prof. Dr. D. CARLOS NAVARRO UGENA

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS Y
TEORÍA DE ESTRUCTURAS

Leganés, 2009

TESIS DOCTORAL

ANÁLISIS SÍSMICO DE DOBLES TÚNELES

Autor: Ángel Luís Sánchez Merino

Director: Prof. Dr. D. Carlos Navarro Ugena

Firma del Tribunal Calificador:

Firma

Presidente:

Vocal:

Vocal:

Vocal:

Secretario:

Calificación:

Leganés, a de de 2009

AGRADECIMIENTOS

Mis primeros y más profundos agradecimientos van dirigidos al *Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la Universidad Carlos III de Madrid*, en especial al profesor Carlos Navarro, por sus consejos, apoyo y amistad, así como por brindarme la oportunidad de realizar mi *Tesis Doctoral*, en la línea de investigación surgida del *Proyecto N° 80008/A04* titulado: “*Análisis Sísmico de Dobles Túneles*” (BOE 6/12/2005), por todo lo cual también me gustaría agradecer al *Ministerio de Fomento de España* la financiación recibida.

Una gran cantidad de las ideas desarrolladas y aplicadas han surgido de las estancias realizadas con los profesores José Manuel Roeset de la *Universidad de Texas A&M (College Station, Texas, EEUU)*, y Antonio Bobet de la *Universidad de Purdue (West Lafayette, Indiana, EEUU)*, por lo que me gustaría reconocer expresamente todos los conocimientos que me han transmitido, sin los cuales no hubiera sido posible la realización de esta investigación.

No podría olvidar en estos agradecimientos a mis compañeros de Departamento que me han ayudado, en especial al profesor Ángel Arias, por pensar en mí como candidato para sacar adelante esta investigación, así como al profesor José Fernández por su desinteresada colaboración en una de las publicaciones.

Del mismo modo, quisiera hacer una mención especial al profesor Ramón Zaera por su asesoramiento en estos años de amistad, así como al profesor José Luis Pérez Castellanos, por sus orientaciones como buen conocedor del campo de la *Ingeniería Sísmica*.

No menos importante, en estos años, ha sido el apoyo anímico de los compañeros que empezaron sus Tesis a mi par: Alicia, Brenda, Gustavo, Ignacio, Jesús, José, Lucía, y Nacarí, así como los que se encontraban en proceso cuando comencé: Carlos Santiuste, David Fernández, David Varas, Guadalupe, Rolando, y Jorge Zahr, sin olvidar tampoco a Cristina; a todos ellos quisiera agradecer su compañerismo y amistad.

Así mismo, han sido indispensables todas esas personas que han estado a mi lado fuera de la Universidad, como son mis padres, Ángel y Ana, mi hermana, Elena, mis tíos, así como mis amigos (no podría nombrarlos a todos). Quisiera agradecer a todos ellos su paciencia conmigo a lo largo de estos años.

Para terminar estos agradecimientos, se merece un párrafo especial esa persona que, sin entender muy bien en qué consistía mi trabajo, ha sabido transmitirme todo su cariño para ayudarme a excavar el segundo túnel. Gracias Gema.

¡Gracias a todos por haberme ayudado a ver la luz al final del túnel!

RESUMEN

Gran parte de las infraestructuras del transporte precisan de estructuras tipo túnel, como por ejemplo en las grandes ciudades, donde la escasez de espacio las hace indispensables o cuando se quieren salvar obstáculos naturales como cadenas montañosas o el mar.

Además, en este tipo de infraestructuras, hay una cierta tendencia hacia la configuración de doble túnel más que a uno único de grandes dimensiones.

Sin embargo, en el diseño y posible revestimiento de un túnel, suelen tenerse en cuenta, principalmente, las cargas estáticas que actúan y, de una forma mucho más aproximada, las acciones sísmicas que, en algunos casos, pueden resultar sumamente importantes pues pueden producir colapsos inesperados en el túnel, cobrándose así vidas humanas. Por ello, en este trabajo de *Tesis Doctoral*, haciendo uso de modelos analíticos y de herramientas numéricas, se han estimado las tensiones inducidas en el revestimiento monolítico de un túnel de geometría circular ante un evento sísmico desarrollando, así mismo, modelos numéricos para la estimación del efecto de interacción sísmica entre un par de túneles gemelos.

Por tanto, mediante el uso de herramientas numéricas (*Elementos Finitos* y *Diferencias Finitas*), y de modelos analíticos, se ha avanzado en el estado de los conocimientos actuales en los siguientes campos del cálculo sísmico en túneles:

- *Estudio transversal (deformación plana):* con la puesta a punto de códigos numéricos existentes, y con el desarrollo de uno propio de *Elementos Finitos (ESES)*, se ha demostrado y contabilizado la interacción sísmica perjudicial, en lo que se refiere a esfuerzos generados en los revestimientos de los túneles gemelos. Del mismo modo se han comparado los resultados de los modelos analíticos (plantados para un túnel aislado), con los resultados numéricos, dando recomendaciones en cuanto al uso de aquéllos.
- *Estudio 3-D numérico del problema:* demostrada la importancia de la interacción sísmica entre túneles gemelos, se ha realizado un estudio *3-D*, excitando los modelos con ondas sísmicas con frente paralelo y no paralelo a los ejes de los túneles, concluyéndose que la situación más crítica se produce cuando dicho frente es paralelo (estudio transversal) a dichos ejes. También se han efectuado estudios del efecto de la fricción-cohesión-contacto-separación entre el suelo circundante y el revestimiento del túnel, concluyéndose que este fenómeno influye considerablemente en las tensiones que se generan en los revestimientos de los túneles, así como en la interacción sísmica.

ABSTRACT

There are a wide range of transport facilities that need tunnel structures, mainly in big cities, where space make them indispensable or when a natural obstacle has to be overcome like mountain ranges or sea.

Also, in this type of transport facilities there is a certain tendency toward twin tunnel layout more than a single big one.

However, in the design and possible tunnel lining, it is normally taken into account the static loads which act on it and, in a much more simplified way the seismic loads. Nevertheless, the seismic load study is vital to avoid unexpected tunnel collapses, which can generate a high number of deaths. For this reason, in this *PhD Thesis*, analytical models and numerical tools have been used to estimate induced stresses in circular monolithic tunnel lining when a seismic event happens. In this way, numerical models have been developed for the seismic interaction effect between a set of twin tunnels.

Due to the fact that numerical (*Finite Elements* and *Finite Differences*), and analytical models are used, an advance has been done in the knowledge of the following fields in seismic calculation of tunnels:

- *Transverse study (plane strain)*: the set up of some existing numerical codes, and the develop of a new one of *Finite Elements* (*ESES*), have demonstrated and counted damaging seismic interaction, related to efforts generated in the twin tunnel linings. In the same way, a comparison between results of analytical models (for a single tunnel), with numerical ones have been done, and recommendations for the use of the first ones have been given.

- *3-D numerical study of the problem:* once the importance of seismic interaction between twin tunnels has been demonstrated, a *3-D* study has been done, applying seismic waves to the models with parallel and non-parallel front to the tunnel axes. The conclusion is that the most adverse situation happens when the front wave is parallel (transverse study) to the tunnel axes. Also, several studies including friction-cohesion-contact-separation phenomena between soil and tunnel lining have been carried out, concluding that these phenomena influences stresses generated in the tunnel linings, and seismic interaction.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. MOTIVACIÓN	1
1.2. OBJETIVOS.....	5
1.3. APORTACIONES ORIGINALES DE LA <i>TESIS</i>	7
1.4. CONTENIDO DE LA <i>TESIS</i>	8
 2. ANTECEDENTES	 11
2.1. INTRODUCCIÓN.....	11
2.2. TRABAJOS PREVIOS ACERCA DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO TRANSVERSAL EN TÚNELES	14
2.3. MODELOS ANALÍTICOS BIDIMENSIONALES Ó 2-D.....	16
2.3.1. <i>Introducción</i>	16
2.3.2. <i>Modelo de St. John y Zahrah (1987)</i>	18
2.3.3. <i>Modelo de Wang (1993)</i>	19
2.3.4. <i>Modelo de Penzien (2000)</i>	20
2.3.5. <i>Modelo de Bobet (2003)</i>	22
2.3.6. <i>Modelo de Park (2009)</i>	23
2.4. TRABAJOS PREVIOS ACERCA DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO 3-D EN TÚNELES	24
 3. ONDAS SÍSMICAS.....	 27
3.1. INTRODUCCIÓN.....	27
3.2. ONDAS SÍSMICAS EN SISTEMAS ESTRATIFICADOS.....	27
3.3. AMORTIGUAMIENTO DE LAS ONDAS SÍSMICAS	33
3.4. DOMINIO DEL TIEMPO VERSUS DOMINIO DE LA FRECUENCIA.....	37
3.5. BORDES TRANSMISORES.....	39

4. MODELOS MECÁNICOS DE COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS.....	45
4.1. INTRODUCCIÓN	45
4.2. <i>MODELO ELÁSTICO-LINEAL Y VISCO-ELÁSTICO-LINEAL</i>	47
4.3. <i>MODELO VISCO-ELÁSTICO-PSEUDO-NO-LINEAL (EQLM)</i>	47
4.4. <i>MODELOS NO-LINEALES</i>	49
5. DESARROLLO DE UN CÓDIGO <i>FEM</i> PARA EL ESTUDIO DE <i>ISE</i> EN TÚNELES BAJO ACCIONES SÍSMICAS (ESES)	55
5.1. MOTIVACIÓN PARA EL DESARROLLO DE UN NUEVO CÓDIGO	55
5.2. <i>TÉCNICA DE CLONACIÓN</i> PARA LA ELABORACIÓN DE UN <i>BORDE TRANSMISOR</i> EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA	58
5.2.1. <i>Antecedentes</i>	58
5.2.2. <i>Descripción general de la Técnica de Clonación y del código ESES</i>	59
5.2.3. <i>Cálculo de la matriz de rigidez dinámica del Borde Clonado y del vector de fuerzas equivalentes</i>	62
5.3. SUBROUTINAS DEL CÓDIGO	67
5.4. PROCEDIMIENTO DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA DE LAS TENSIONES PARA LA OBTENCIÓN DE LOS ESFUERZOS EN EL REVESTIMIENTO DE LOS TÚNELES.....	69
5.5. VERIFICACIÓN DEL CÓDIGO	74
5.5.1. <i>Frecuencias naturales de un estrato elástico-lineal de propiedades homogéneas sin y con túneles</i>	74
5.5.2. <i>Dependencia del DLF_{max} con el amortiguamiento</i>	76
5.5.3. <i>Comparación tenso-deformacional con el código FLUSH</i>	77
5.5.4. <i>Comprobación de la exactitud del borde: distancia a las estructuras</i>	78
5.5.5. <i>Aplicación del Borde Clonado a problemas estáticos: Estrato con carga puntual (Poulos (1974))</i>	78
5.5.6. <i>Aplicación del Borde Clonado al problema de vibración de máquinas (Gazetas y Roesset (1979); Tassoulas y Kausel (1983); Navarro (1987))</i>	81

6. ESTUDIO TRANSVERSAL DE INTERACCIÓN SÍSMICA ENTRE TÚNELES GEMELOS ..85

6.1. INTRODUCCIÓN	85
6.2. HIPÓTESIS DE PARTIDA	86
6.3. CÓDIGOS DE SIMULACIÓN NUMÉRICA DE ELEMENTOS Y DIFERENCIAS FINITAS (<i>FEM/FDM</i>).....	90
6.4. RESULTADOS NUMÉRICOS.....	97
6.4.1. <i>Modelos de comportamiento del suelo</i>	97
6.4.1.1. Modelo del suelo <i>Visco-Elástico-Lineal</i>	97
6.4.1.2. Modelo del suelo <i>Visco-Elástico-Pseudo-No-Lineal y No-Lineal</i>	99
6.4.2. <i>Influencia de las propiedades del suelo</i>	103
6.4.2.1. Rigidez	103
6.4.2.2. Amortiguamiento.....	104
6.4.2.3. Estratificación.....	107
6.4.3. <i>Influencia de los parámetros geométricos del modelo numérico</i>	109
6.4.3.1. Profundidad de los túneles en el estrato.....	109
6.4.3.2. Relación espesor/radio del revestimiento	110
6.4.3.3. Tamaño de la malla de elementos finitos y número de ciclos de clonación.....	114
6.4.4. <i>Comparación de esfuerzos en el revestimiento</i>	117
6.4.5. <i>Frecuencia de corte</i>	118
6.4.6. <i>Efecto de un tercer túnel</i>	119
6.4.7. <i>Interacción sísmica con ondas de compresión</i>	121
6.5. COMPARACIÓN ANALÍTICO-NUMÉRICA 2-D BAJO LA HIPÓTESIS DE CONTACTO PERFECTO.....	122

7. ESTUDIO 3-D DE INTERACCION SÍSMICA ENTRE TÚNELES GEMELOS127

7.1. INTRODUCCIÓN.....	127
7.2. HIPÓTESIS DE PARTIDA	129
7.3. RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES NUMÉRICAS	132
7.3.1. <i>Influencia del ángulo de inclinación</i>	134
7.3.2. <i>Influencia del efecto de fricción-cohesión-contacto-separación</i>	136

8. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	143
8.1. CONCLUSIONES.....	143
8.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	148
 PUBLICACIONES DERIVADAS DE ESTA <i>TESIS DOCTORAL</i>.....	151
 REFERENCIAS	153
 ANEXOS	161
ANEXO A: MANUAL DEL CÓDIGO <i>ESES</i>	163
ANEXO B: CÓDIGO FUENTE DEL PROGRAMA <i>ESES</i>	171
ANEXO C: DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH.....	193
ANEXO D: REPRESENTACIÓN EN <i>MATCAD14</i> DE LOS MODELOS HIPERBÓLICOS DE <i>FLAC/FLAC^{3D}</i>	195

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

El estudio de la interacción suelo-estructura (en lo que sigue *ISE* o *SSI* en inglés) en condiciones dinámicas (máquinas giratorias y vibratorias, trenes, impactos, sismos, etc.), tiene una gran importancia en el diseño de estructuras en la ingeniería civil e industrial. Por ello, desde hace décadas, no sólo se dimensionan las estructuras de cara a resistir las cargas estáticas sino que se viene, además, estudiando el efecto dinámico de *ISE* para prevenir catástrofes tales como:

- *Deslizamientos de tierras por sismo:* debidos a liquefacción o debidos al fallo de los muros de contención por los empujes dinámicos.
- *Liquefacción:* colapso de estructuras por pérdida de capacidad portante del suelo.
- *Daños en otras estructuras:* debidos a la transmisión de vibraciones desde una cimentación sobre la que se sustenta una máquina giratoria o vibratoria.
- *Colapso estructural por sismo:* edificios, puentes, túneles, etc.

Sin embargo, la creencia tradicional de que las estructuras subterráneas son más seguras ante un evento sísmico, ha dejado algo falto de investigación a este campo, aún cuando están documentados sismos que han ocasionado fallos en túneles que no atravesaban una falla activa. Numerosos autores (Asakura et al. [2], El-Nahhas et al. [24], Kontogianni y Stiros [46], Lanzano et al. [50], Wang et al. [98], Yashiro [105], etc.) han puesto de manifiesto la vulnerabilidad de los túneles ante eventos sísmicos, a pesar de la idea tradicional de su mayor seguridad sísmica frente a las estructuras cimentadas superficialmente, documentando cerca de 200 casos en los que se han producido daños en túneles, bien por colapso, o bien por fisuración del revestimiento; algunos de los producidos en túneles revestidos se detallan a continuación:

- *Terremoto de Kanto (Honshu, Japón, 1923)*: causó el daño de 82 de los 116 túneles ferroviarios comprendidos en el área afectada por el sismo. Los fallos consistieron en fisuras, tanto longitudinales como transversales, así como fallos en las secciones extremas de los túneles.
- *Terremoto de North-Izu (Hakone-Tanzawa, Japón, 1930)*: la gran actividad sísmica de la zona ocasionó el fallo en cuatro secciones del túnel de Tanna, tres de ellas por atravesar una falla, mientras que en las otra, la reducida distancia al foco sísmico y la roca extremadamente fracturada asociado a que el túnel aún no había sido revestido, dio lugar a un desprendimiento en el cual fallecieron tres personas.
- *Terremoto de Hyogoken Nanbu (Kobe, Japón, 1995)*: es el primer sismo donde se ha producido el colapso completo de una estructura subterránea, concretamente de la estación de metro de Daikai (Huo [39]), dañando también numerosas estaciones del suburbano. Este colapso fue debido a la pérdida de la capacidad resistente de las columnas centrales por la aparición de bandas de cortadura como se muestra en la *Figura 1.1*.

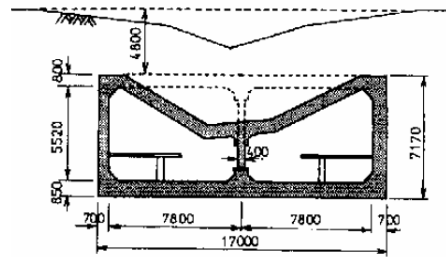
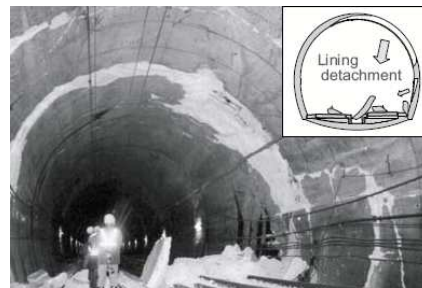
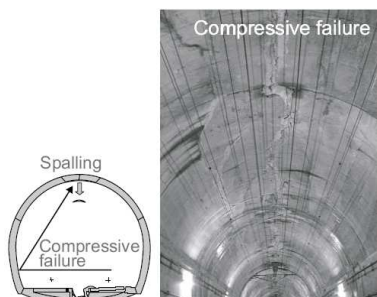


Figura 1.1. Fallo en las columnas centrales de la estación de Daikai durante el terremoto de Hyogoken Nanbu (El-Nahhas et al. [24])

- *Terremoto de Chi-Chi (Taiwan, 1999):* se observó tras el mismo que 49 de los 57 túneles investigados en la zona y afectados por el sismo habían sufrido daños.
- *Terremoto de Duzce (Turquía, 1999):* en el que se produjeron fisuras y desprendimientos del revestimiento de los túneles gemelos en construcción de Bolu a lo largo de 16 m.
- *Terremoto de Niigataken-Chuetsu (Japón, 2004):* en el cual se produjeron desprendimientos en el revestimiento de túneles como se muestra en la *Figura 1.2.*



(a)



(b)



(c)

Figura 1.2. Detalle de la fisuración y desprendimiento del revestimiento durante el terremoto de Niigata-Chuetsu en el túnel de Uonuma (a), en el túnel de Myoken (b) y en el túnel de Wanatsu (c) (Yashiro et al. [105])

Este tipo de fallos ha originado, y puede seguir originando, pérdida de vidas humanas debido, sobre todo, al elevado tiempo que se precisaría para realizar la evacuación de personas en las instalaciones tipo túnel dada la brevedad de la duración típica de un sismo (inferior a un minuto). Por esto, y en aras de evitar futuras catástrofes, tantos humanas como materiales, merece una especial atención el estudio sísmico de este tipo de estructuras cuando la zona en la que se ubican es de elevado riesgo sísmico, como pudiera suceder en el proyecto que está en marcha para la unión ferroviaria de *Europa y África* a través del *Estrecho de Gibraltar* mediante un par de túneles gemelos de 37,7 km de longitud, 27,7 km de los cuales discurren bajo el agua (SECEGSA [81]) (*Figura 1.3*), o en los ya finalizados túneles ferroviarios de alta velocidad (*Túneles de Abdalajís, Málaga*) (*Figura 1.4*).



Figura 1.3. Proyecto de los túneles de Gibraltar (Fuente: www.secegsa.com)



Figura 1.4. Túneles de Abdalajís (Málaga) (Fuente: www.adif.es)

Sin embargo, hasta la fecha se ha prestado poca atención al efecto de interacción sísmica entre túneles gemelos revestidos, realizándose este tipo de cálculos bajo la hipótesis de túneles aislados, incluso cuando en condiciones estáticas ya se apreciaba una interacción perjudicial (aumento de los esfuerzos en el revestimiento respecto de los que aparecerían en el caso de un solo túnel) inversamente proporcional a la distancia de separación, entre un par de cavidades circulares en un medio elástico (Bulson [10]), e

incluso cuando se considera el problema de la secuencia de excavación de un par de túneles gemelos (Chehade [15]).

Por tanto, si las acciones sísmicas han dado lugar, y pueden seguir dándolo, a colapsos en túneles aislados, merece la pena la realización de un estudio detallado del efecto de interacción sísmica, en aras de aportar mayores conocimientos en lo referente al efecto de interacción de un par de túneles gemelos bajo las citadas solicitaciones.

Para lograr aportar un impulso en lo referente al estado del arte en este campo, se ha preferido hacer uso de las herramientas numéricas, pues los modelos analíticos pueden resultar inapropiados al estar basados en hipótesis demasiado simples, además de, a veces, requerir cálculos extremadamente complejos y muchas veces inabordables.

1.2. Objetivos

El objetivo principal de la presente *Tesis Doctoral* es obtener una contabilización de la interacción sísmica para el caso de túneles gemelos de sección monolítica circular, para lo cual se recurrirá a modelos numéricos capaces de predecir dicha interacción, que se cuantificará, a lo largo del texto, en términos de un coeficiente de interacción sísmica máximo basado en los esfuerzos axiles circunferenciales máximos por unidad de longitud en la dirección del túnel que aparecen en las estructuras para los casos de uno y dos túneles, y dado por la *Ecuación 1.1*.

$$CI_{\max} (\%) = \left(\frac{N_{\max}^{2T}}{N_{\max}^{1T}} - 1 \right) \cdot 100 \quad (1.1)$$

donde:

CI_{\max} : coeficiente de interacción máximo túnel-túnel en condiciones sísmicas.

N_{\max}^{2T} : axil circunferencial máximo, por unidad de longitud, cuando se considera un par de túneles gemelos (kN/m).

N_{\max}^{1T} : axil circunferencial máximo, por unidad de longitud, cuando se considera un único túnel aislado (kN/m).

Sin embargo, dada la incertidumbre asociada a este tipo de problemas (estratificación del suelo, propiedades de los terrenos, tipos de ondas sísmicas, orientación de las mismas, etc.), en este trabajo de investigación se plantean los siguientes objetivos:

- Elaborar un código de elementos finitos para problemas sísmicos bidimensionales, totalmente adaptado, y adaptable, a las necesidades del problema, capaz de incorporar mejoras respecto a los existentes, así como de aprovechar las enormes capacidades computacionales que, hoy en día, existen. Por ello se ha hecho uso de la técnica numérica de *Clonación* para la elaboración de un *Borde Transmisor* eficiente que pudiera implementarse a dicho código.
- Estudio sísmico transversal (2-D) de doubles túneles, estimando la influencia de los:
 - *Parámetros geométricos*: separación entre ejes de túneles, profundidad de los mismos en el estrato, diámetro y espesor del revestimiento del túnel.
 - *Modelos de comportamiento del suelo*: Elástico-Lineal (EL), Visco-Elástico-Lineal (VEL), Visco-Elástico-Pseudo-No-Lineal (EQLM), No-Lineal (NL).
 - *Bordes Transmisores*: Clonado, Consistente, Infinito, Viscoso, Campo-Libre, etc.
- Comparación de los resultados numéricos con los resultados obtenidos de modelos analíticos existentes, proporcionando recomendaciones prácticas en cuanto al uso de éstos últimos.
- Estudio numérico 3-D de túneles gemelos para cuantificar la influencia de la tercera dimensión en el problema, así como el efecto de la inclinación del frente de onda respecto a los ejes de los túneles.
- Influencia del efecto de fricción-cohesión-contacto-separación en la interfaz suelo-revestimiento del túnel en los resultados.

1.3. Aportaciones originales de la *Tesis*

Las principales aportaciones originales conseguidas en la presente *Tesis Doctoral* han sido:

- Mediante programación en lenguaje *FORTRAN*, se ha desarrollado un nuevo código de *Elementos Finitos* (llamado *ESES*), para el estudio de los problemas 2-*D* en deformación plana de *ISE* en condiciones sísmicas, implementando un *Borde Transmisor* eficiente elaborado mediante la *Técnica de Clonación* (*Cloning* en inglés), y dejando abierta la adaptación de este código para el estudio de otros problemas de índole dinámica en deformación plana.
- Han sido puestos a punto diferentes códigos numéricos, tanto comerciales como libres, para el estudio de la *ISE* en condiciones sísmicas, extrayendo conclusiones acerca de las ventajas e inconvenientes que presentan cada uno de ellos.
- Se ha demostrado y cuantificado la gran importancia de la interacción sísmica entre túneles gemelos, estableciéndose recomendaciones prácticas para un diseño más seguro de este tipo de estructuras, en función de los parámetros geométricos y de los modelos de comportamiento del suelo.
- Con ayuda de los modelos numéricos, se ha hecho un estudio comparativo de los modelos analíticos existentes para el estudio sísmico de un túnel aislado, aportando recomendaciones en cuanto al uso de los mismos.
- Estudiado el efecto que tiene tanto la elección del modelo de suelo, como el amortiguamiento del mismo en los problemas sísmicos de *ISE*, se proponen recomendaciones prácticas para futuros estudios similares.
- Con ayuda de los modelos numéricos 3-*D*, se han abierto las puertas, extrayendo conclusiones, acerca del efecto de fricción-cohesión-contacto-separación en estructuras circulares cuando son sometidas a sollicitaciones sísmicas.

1.4. Contenido de la *Tesis*

Este documento de *Tesis Doctoral* se ha estructurado en 8 capítulos para su mejor comprensión, partiendo de una revisión histórica de los estudios hechos del problema hasta la fecha, para terminar con un estudio *3-D* completo del mismo. El contenido de cada uno de los capítulos se detalla a continuación:

- **Capítulo 1:** Introducción al problema. Se define el problema a analizar y la importancia del mismo, los objetivos que se han planteado, así como las principales aportaciones originales conseguidas.
- **Capítulo 2:** Tras una intensa revisión bibliográfica, se exponen los diferentes estudios realizados hasta la fecha por diversos autores, tanto en el caso *2-D*, como en el *3-D*, incluyendo también los modelos analíticos propuestos para el caso del estudio sísmico de túneles aislados.
- **Capítulo 3:** Se hace un breve repaso de los tipos de ondas sísmicas, planteando las ecuaciones que rigen el problema. Así mismo se repasan las diferencias existentes entre los análisis numéricos en el dominio del tiempo y en el dominio de la frecuencia teniendo en cuenta, también, los fenómenos de amortiguamiento interno y los tipos de *Bordes Transmisores* existentes.
- **Capítulo 4:** Igual de importante que el tratamiento dinámico del problema, son los modelos de suelo aplicables en estos estudios, por lo que se hace un breve resumen de los modelos disponibles, algunos de los cuales aún están por implementarse en el ámbito numérico.
- **Capítulo 5:** El intenso trabajo de programación realizado para la elaboración y puesta a punto del código *ESES*, se resume en este apartado, detallando la formulación del mismo, así como sus particularidades.
- **Capítulo 6:** Puestos a punto los diferentes tipos de códigos empleados en la presente *Tesis*, se hace un estudio numérico transversal *2-D*, para extraer conclusiones prácticas de diseño acerca de la influencia de los diferentes parámetros que intervienen en el problema. Así mismo se comparan los

resultados de los modelos numéricos con los resultados que arrojan los modelos analíticos existentes para poder proporcionar recomendaciones acerca del uso de los segundos.

- **Capítulo 7:** Realizadas todas las simulaciones correspondientes a varios escenarios, y obtenidas conclusiones prácticas de diseño, se hace un estudio 3-D para vislumbrar la importancia de la tercera dimensión en el problema tratado, así como el efecto de la inclinación del frente de onda respecto a los ejes de los túneles.
- **Capítulo 8:** Como resumen a la *Tesis Doctoral*, se hace una recopilación de las conclusiones obtenidas a lo largo de la investigación, así como también se establecen las futuras líneas de investigación que quedan abiertas a estudio.

El documento finaliza con un resumen de las publicaciones internacionales surgidas de la presente *Tesis*, así como la bibliografía empleada y un conjunto de anexos.

Capítulo 2

ANTECEDENTES

2.1. Introducción

La gran importancia de la *ISE* bajo cargas dinámicas, comenzó a tenerse en cuenta a comienzos de los años 60 del pasado siglo debido al auge de la energía nuclear, y con ello el diseño sismorresistente de este tipo de instalaciones, sobretudo el edificio del reactor, que es una construcción con una cimentación profunda de ingentes dimensiones geométricas y de masa, con lo que los efectos de un evento sísmico habían de tenerse en cuenta en aras de evitar cualquier tipo de catástrofe.

Sin embargo, éste no es el único problema en el que dicha interacción tiene una importancia relevante, sino que existen otros muchos en los que puede tener consecuencias nefastas si no se tiene en cuenta, como el tan estudiado problema de una cimentación destinada a soportar una máquina giratoria en la cual, pequeñas excentricidades, pueden dar lugar a grandes fuerzas de inercia, originando ondas que se propagan por el suelo, afectando a estructuras cercanas.

Dentro de estos tipos de problemas, se encuentra el problema sísmico en túneles, en los que la dificultad de evacuación de los mismos en el corto intervalo de tiempo que dura un evento sísmico, hace que deban ser estructuras sumamente seguras ante sismo para evitar, sobre todo, la pérdida de vidas humanas.

Cuando la estructura es puramente superficial, se puede dar por buena la hipótesis de que aquélla apenas modifica el espectro de aceleraciones que se registra en superficie ante un sismo respecto a la condición en que no existiere estructura (en adelante, condición de *Campo-Libre*), pudiéndose diseñar ésta con dicho registro. Esta metodología sería aplicable a edificaciones, puentes con cimentación superficial, etc., sin embargo, cuando la cimentación es más profunda, ésta modifica el campo tensional en el terreno próximo y, por tanto, no es admisible diseñar con el mismo criterio anterior, es decir, se debe diseñar considerando la modificación del campo tenso-deformacional en el suelo que induce la estructura, lo cual complica mucho el problema y su formulación.

Vista la importancia y complejidad del problema, surgió la necesidad de desarrollar códigos numéricos que permitiesen implementar los conceptos teóricos, lo cual se empezó a llevar a cabo a partir de los años 70 también del pasado siglo, y aprovechando la incorporación del potencial de los ordenadores en la ingeniería junto con el creciente auge del empleo de métodos numéricos en problemas complicados.

En la presente *Tesis* se ha planteado la mejora del conocimiento en los estudios sísmicos de interacción entre túneles gemelos con revestimiento monolítico de hormigón armado, debido a que este tipo de configuración es cada vez más común, como se queda patente en los numerosos ejemplos que se recogen en la *Tabla 2.1*.

Tabla 2.1. Algunos ejemplos reales de túneles gemelos circulares con revestimiento de hormigón (fuente: Internet)

<i>Túnel</i>	<i>Ubicación</i>	<i>Año finalización</i>	<i>Tipo</i>	<i>L(km)</i>	<i>ϕ(m)</i>	<i>S(m)</i>
<i>Gibraltar</i>	España-Marruecos	En proyecto	Ferroviano	37,70	7,50	54
<i>Perthus</i>	España-Francia	En construcción	Ferroviano	8,30	9,00	25-35
<i>Base Lyon-Turín</i>	Francia-Italia	En construcción	Ferroviano	53,10	8,40	30
<i>Abdalajís</i>	España	En construcción	Ferroviano	7,00	8,80	20-50
<i>Grouft</i>	Luxemburgo	En construcción	Carretero	2,97	7,00-10,50	20-42
<i>Kallidromo</i>	Grecia	En construcción	Ferroviano	9,26	9,00	35-65
<i>Pajares</i>	España	2008	Ferroviano	24,6	8,50	50
<i>Guadarrama</i>	España	2008	Ferroviano	28,00	8,50	30
<i>By-Pass Sur M-30</i>	España	2007	Carretero	4,28	15,00	30-40
<i>Bolu</i>	Turquía	2007	Carretero	3,20	16,00	-
<i>MRT Blue Line</i>	Tailandia	2004	Ferroviano	5,5	6,00	16,50
<i>Pennes Mirabeau</i>	Francia	2001	Ferroviano	7,00	-	-
<i>Canal de la Mancha</i>	Francia-Inglaterra	1994	Ferroviano	48,60	7,60	30
<i>Clyde</i>	Inglaterra	1964	Carretero	0,76	-	-
<i>Possey y Webster</i>	EEUU	1928-1963	Carretero	1,08	11,30	-
<i>L: Longitud del túnel</i> <i>ϕ: Diámetro medio del túnel</i> <i>S: Separación entre ejes de túneles</i>						

Si bien la tipología de doble túnel está muy extendida en las infraestructuras de los transportes, existen pocos trabajos acerca de la interacción, en condiciones sísmicas, que podría producirse entre los túneles, existiendo algunos trabajos en los que se estudia la interacción en condiciones estáticas para ver la influencia de la secuencia de construcción y/o revestimiento de los túneles (Ghaboussi y Ranken [29], Soliman et al. [84]), etc.).

Por ejemplo, de los casos expuestos en la *Tabla 2.1*, merecerían un estudio riguroso, por encontrarse en zonas sísmicamente activas, los túneles de: *Gibraltar*, *Bolu* y *Kallidromo*.

Sin embargo, la mayoría de los estudios sísmicos que se realizan en tipologías estructurales tipo túnel consideran que las estructuras se encuentran aisladas, no interaccionando entre sí y sin considerar la modificación del campo tenso-

deformacional que inducen las estructuras adyacentes, lo cual puede tener, y de hecho tiene (como queda patente en esta investigación), efectos de interacción adversos; es decir, la presencia de otra estructura próxima induce mayores esfuerzos sobre la estructura que se analiza en relación con los que se producirían en la misma en el caso de que no existiera otra estructura en su entorno.

2.2. Trabajos previos acerca del comportamiento sísmico transversal en túneles

Los primeros estudios sísmicos de estructuras enterradas fueron orientados hacia el diseño de tuberías, sobre las que se imponían las deformaciones del terreno obtenidas en condiciones de *Campo-Libre*, ya que se suponía que la estructura era más flexible que el medio en el que se encontraba, por lo que se admitía que la presencia de aquélla apenas modificaba el campo tenso-deformacional del terreno en las condiciones citadas previamente. Sin embargo, pronto se observó que estos procedimientos de cálculo resultaban excesivamente conservadores cuando las estructuras eran muy rígidas, como en el caso de túneles revestidos (Constantopoulos et al. [11,12], Hwang y Lysmer [40], etc.), por lo que debían hacerse mejoras al respecto, sobretudo en la línea de considerar el efecto de *ISE*.

Una primera mejora del método de cálculo para túneles fue realizada por Constantopoulos et al. [11], los cuales sugerían una corrección del campo tenso-deformacional en el terreno en las proximidades del túnel, en relación con el que se producía en condiciones de *Campo-Libre*, debido a los efectos de concentración de tensiones, proponiendo la realización de un análisis estático del sistema terreno-estructura para estimar los cambios en dicho estado tenso-deformacional inducido por la presencia física del túnel en el seno del terreno, por lo que no se trataba, realmente, de un análisis dinámico del problema de *ISE*. Con un planteamiento análogo, Gil et al. [30], calcularon la distancia necesaria a la que se pueden imponer, en condiciones estáticas, los desplazamientos del sistema de *Campo-Libre* para que la respuesta de la estructura fuera la misma que en la de un análisis dinámico completo.

Para considerar el efecto de interacción, otros autores como El-Akily y Datta [22,23], Esmaeili et al. [25] o Lee y Trifunac [51], consideraron el caso de un túnel revestido en un semi-espacio elástico bajo la acción, en régimen permanente, de una onda sísmica de cortadura de frecuencia dada, aportando una solución analítica al problema. Sin embargo, esta metodología no realiza un completo estudio dinámico, ya que la realidad física del problema se basa en movimiento del terreno que se recoge a través de un acelerograma con un gran contenido en frecuencias.

Dada la complejidad de resolución de un problema dinámico de *ISE* en túneles, no fue hasta la aplicación de las técnicas numéricas cuando se obtuvieron unos resultados más fieles, estando trabajos en esta línea con códigos *FEM* (Bilotta et al. [8], Merrit et al. [60], Navarro [65]), códigos *FDM* (Kirzhner y Rosenhouse [45], Park et al. [69]), códigos *BEM* (Manolis y Beskos [56]), y códigos *FEM+BEM* (Esmaeili et al.[27]). En todos ellos se consideraba al túnel como una estructura aislada en el interior, bien de un estrato, o bien de un semi-espacio, sin considerar el efecto de interacción entre el túnel y las posibles estructuras cercanas.

Por tal motivo, autores como Gómez-Massó y Attalla [31] y Navarro [64], estudiaron el efecto de interacción sísmica entre un túnel y una estructura superficial próxima a aquél, concluyendo un efecto negativo cuando las estructuras se ubicaban próximas entre sí.

Pero volviendo a la línea de túneles, y como ya se citaba en el *Capítulo 1*, son pocos los autores que han realizado estudios sísmicos de interacción entre túneles gemelos; por ejemplo, Balendra et al. [5] plantearon, y resolvieron de manera analítica, el problema de interacción sísmica entre un par de túneles gemelos revestidos en un semi-espacio elástico-lineal y homogéneo, bajo la hipótesis de un estado estacionario correspondiente al que genera una onda de corte de una frecuencia dada, despreciando de esta manera, e igual que los otros autores, los posibles efectos de amplificación dinámica, que únicamente se pueden tener en cuenta en un análisis dinámico completo.

Es por eso que Okumura et al. [68], dándose cuenta de este mismo efecto negativo de interacción, hicieron uso del código numérico de elementos finitos *FLUSH* [55], para realizar un somero estudio de interacción sísmica, poniendo también de manifiesto este mismo efecto negativo de la interacción sísmica entre túneles.

Pero a parte de estos trabajos, el campo de la interacción sísmica entre túneles gemelos quedaba abierto a un estudio más detallado, lo cual ha motivado la realización de la presente *Tesis Doctoral*, en aras de mejorar el conocimiento y la seguridad en túneles gemelos sometidos a solicitaciones sísmicas.

Además, no han sido hallados datos de campo ni estudios experimentales que avalen los resultados obtenidos. Por ejemplo, en el caso del comportamiento de tres de las estaciones de metro de Atenas durante el terremoto de Parnitha (1999), se consiguió medir las aceleraciones a diferentes profundidades, así como los esfuerzos en las estructuras gracias a que pocos meses antes se habían ubicado elementos de medida en las mismas, los cuales verificaron, después de tal sismo, que los esfuerzos sísmicos que se habían originado estaban por debajo de la capacidad resistente de las estructuras (Gazetas et al. [27]); sin embargo, este caso correspondía al caso de túneles aislados.

Por tanto, queda mucho trabajo por hacer para mejorar el conocimiento en la interacción sísmica entre túneles gemelos, de cara a revelar el efecto de los principales parámetros que intervienen en el problema, así como la incorporación de modelos complejos tanto de comportamiento mecánico de suelos, como de fricción-cohesión-contacto-separación entre el revestimiento del túnel y el suelo.

2.3. Modelos analíticos bidimensionales ó 2-D

2.3.1. Introducción

Como en la mayoría de los problemas en ingeniería, aparte de la opción de poder hacer simulaciones numéricas, se busca proponer modelos analíticos que de una manera rápida y suficientemente aproximada, permitan conocer la influencia de los diferentes parámetros, así como dar una estimación de los resultados del problema sin recurrir a costosas simulaciones numéricas, quizá más orientadas a estudios específicos.

Diversos modelos han sido planteados hasta la fecha para el caso de un solo túnel bajo el efecto de una sollicitación sísmica, sin embargo tan sólo Balendra et al. [5], han planteado un modelo en el que sí se tiene en cuenta dicha interacción, pero en el

análisis se supone que el sistema se encuentra oscilando en régimen permanente a una sola frecuencia, sin aportar la posibilidad de estudio del conjunto de frecuencias que constituyen un acelerograma.

Para hacer un resumen de los diversos estudios en lo que a respuesta sísmica de estructuras enterradas se refiere, Hashash et al. [35], realizaron un trabajo recopilatorio de los trabajos publicados por diferentes autores, algunos de los cuales se detallan en este apartado.

Todos los modelos analíticos hasta la fecha coinciden en que las estructuras de tipo tubular se ovalizan ante la incidencia de ondas sísmicas (bien de corte o bien de compresión), y es este modo de deformación el que emplean para definir los esfuerzos que aparecerán en las mismas.

Suponiendo que la acción sísmica corresponde a ondas de corte propagándose verticalmente, la máxima deformación angular en el terreno (γ_{max}) se puede calcular analítica o numéricamente, o bien mediante la velocidad máxima de las partículas del estrato (*Ecuación 2.1*).

$$\gamma_{max} = \frac{V_{max}}{V_s} \quad (2.1)$$

siendo:

V_{max} : velocidad máxima de las partículas a la altura del túnel.

V_s : velocidad de propagación de las ondas de corte en el suelo.

Partiendo de esta deformación angular máxima de diseño, diversos modelos analíticos han sido propuestos para el cálculo de los esfuerzos que aparecen en el revestimiento de un túnel aislado y, por tanto, sin tener en cuenta los efectos de interacción con otro posible túnel. Estos modelos se pasan a resumir a continuación, pues servirán de base para corroborar los resultados de los modelos numéricos (*Capítulo 6*).

2.3.2. Modelo de St. John y Zahrah (1987)

St. John y Zahrah [87], recogen en un artículo todo el trabajo realizado hasta la publicación del mismo acerca del efecto de las ondas sísmicas en estructuras subterráneas. Este trabajo fue empleado, por ejemplo, para el diseño sismorresistente de los túneles del metro de *San Francisco* (California, EEUU), por encontrarse éstos en una zona sísmicamente activa, concretamente próxima a la falla de *San Andrés*.

Este modelo es muy simple y muy referenciado, sin embargo se verá posteriormente que sobrevalora los esfuerzos en el revestimiento del túnel, precisamente por no ser más riguroso en el efecto de la contabilización de la *ISE*.

La expresión que proporciona para el cálculo de los máximos esfuerzos axiales circunferenciales viene dada por la *Ecuación 2.2*.

$$N_{\max}^{SJZ} = C \cdot A \quad (2.2)$$

donde:

C : coeficiente que depende de las propiedades del suelo del estrato y de la geometría del túnel y cuyo valor viene dado según la *Ecuación 2.3*.

$$C = \frac{4(1-\nu_s)}{(3-4\nu_s)(1+\nu_s)} \cdot E_s \cdot e \quad (2.3)$$

E_s y ν_s : módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson del suelo, respectivamente, considerado al mismo como homogéneo e isótropo y de comportamiento elástico-lineal.

e : espesor del revestimiento del túnel.

A : parámetro que considera la acción sísmica en forma del desplazamiento horizontal al que da lugar la acción sísmica y definido como: $A = \gamma_{\max} \cdot R$, siendo R el radio medio del revestimiento del túnel.

En el *Capítulo 6* se verá que este modelo tan simple es el que peores resultados aporta pues predice una tendencia dispar, respecto a los otros modelos, de los axiales circunferenciales con las propiedades elásticas del estrato.

2.3.3. Modelo de Wang (1993)

Wang [97], publicó un completo trabajo donde recopiló todo el conocimiento hasta ese momento acerca de los estudios sísmicos en estructuras subterráneas. En este estudio analizó multitud de situaciones: estructuras circulares, rectangulares, análisis transversal, longitudinal, ondas de corte, de compresión, *Rayleigh*, *Love*, etc.

Restringiéndonos al caso aquí estudiado (ondas de corte en un modelo transversal), Wang aporta una expresión analítica para la obtención del esfuerzo axil circunferencial máximo, basada en los coeficientes de compresibilidad (*Ecuación 2.4*) y flexibilidad (*Ecuación 2.5*) dados por Peck et al. [71], los cuales dan una idea de la resistencia al efecto de ovalización que impone la estructura ubicada en el interior del estrato.

$$C = \frac{E_s \cdot R \cdot (1 - \nu_T^2)}{E_T \cdot e \cdot (1 + \nu_s) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_s)} \quad (2.4)$$

$$F = \frac{E_s \cdot R^3 \cdot (1 - \nu_T^2)}{6 \cdot E_T \cdot I_T \cdot (1 + \nu_s)} \quad (2.5)$$

$$I_T = \frac{1}{12} \cdot e^3 \quad (2.6)$$

donde:

E_s y ν_s : módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson del suelo, respectivamente, considerado al mismo como homogéneo e isótropo de comportamiento elástico-lineal.

E_T y ν_T : módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson del revestimiento del túnel, respectivamente, supuesto un material isótropo de comportamiento elástico-lineal.

R : radio medio del revestimiento del túnel.

e : espesor del revestimiento del túnel.

I_T : momento de inercia del revestimiento por unidad de longitud del túnel en su sentido axial.

Wang propone diferentes expresiones para el cálculo de los máximos esfuerzos axiles circunferenciales en el revestimiento, en función de si se considera no-deslizamiento (*Ecuación 2.7*) o deslizamiento sin fricción ni separación (*Ecuación 2.8*) entre el revestimiento y el suelo.

$$N_{\max}^{W-NS} = K_2 \cdot R \cdot \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s)} \cdot \gamma_{\max} \quad (2.7)$$

$$N_{\max}^{W-S} = \frac{1}{6} \cdot K_1 \cdot R \cdot \frac{E_s}{(1 + \nu_s)} \cdot \gamma_{\max} \quad (2.8)$$

donde:

$$K_1 = \frac{12 \cdot (1 - \nu_s)}{2 \cdot F + 5 - 6 \cdot \nu_s} \quad (2.9)$$

$$K_2 = 1 + \frac{F \cdot (1 - 2 \cdot \nu_s) \cdot (1 - C) - \frac{1}{2} \cdot (1 - 2 \cdot \nu_s)^2 + 2}{F \cdot [(3 - 2 \cdot \nu_s) + (1 - 2 \cdot \nu_s) \cdot C] + C \cdot \left[\frac{5}{2} - 8 \cdot \nu_s + 6 \cdot \nu_s^2 \right] + 6 - 8 \cdot \nu_s} \quad (2.10)$$

Para el caso de los axiles circunferenciales, Wang señaló que el caso más conservador corresponde a la hipótesis de que no existe deslizamiento entre el suelo y el revestimiento, mientras que para los momentos flectores en el mismo, la situación más conservadora es justo la contraria.

2.3.4. Modelo de Penzien (2000)

Partiendo del trabajo publicado por Penzien y Wu [73], Penzien [72] aportó unas expresiones analíticas de un nuevo modelo para el cálculo de los esfuerzos en el revestimiento circular de un túnel sometido a una acción sísmica en forma de ondas de corte.

Basándose también en planteamientos que tienen en cuenta la rigidez relativa entre el suelo y el revestimiento, Penzien, al igual a cómo hizo Wang, propuso dos expresiones para el cálculo de los axiles circunferenciales máximos en el revestimiento,

una para la condición de no-deslizamiento (*Ecuación 2.11*) y otra para la de deslizamiento sin fricción (*Ecuación 2.12*).

$$N_{\max}^{P-NS} = \frac{3 \cdot E_T \cdot I_T \cdot \Delta d_{NS}}{R^3 \cdot (1 - \nu_T^2)} \quad (2.11)$$

$$N_{\max}^{P-S} = \frac{3 \cdot E_T \cdot I_T \cdot \Delta d_S}{2 \cdot R^3 \cdot (1 - \nu_T^2)} \quad (2.12)$$

donde:

$$\Delta d_{NS} = r_{NS} \cdot \Delta d_{ff} = r_{NS} \cdot \gamma_{\max} \cdot R \quad (2.13)$$

$$\Delta d_S = r_S \cdot \Delta d_{ff} = r_S \cdot \gamma_{\max} \cdot R \quad (2.14)$$

representan los cambios del diámetro en la estructura por ovalización. A su vez, los coeficientes r_{NS} y r_S vienen dados por:

$$r_{NS} = \frac{4 \cdot (1 - \nu_S)}{1 + \alpha_{NS}} \quad (2.15)$$

$$r_S = \frac{4 \cdot (1 - \nu_S)}{1 + \alpha_S} \quad (2.16)$$

siendo:

$$\alpha_{NS} = \frac{6 \cdot E_T \cdot I_T \cdot (3 - 4 \cdot \nu_S) \cdot (1 + \nu_S)}{R^3 \cdot E_S \cdot (1 - \nu_T^2)} \quad (2.17)$$

$$\alpha_S = \frac{3 \cdot E_T \cdot I_T \cdot (3 - 4 \cdot \nu_S) \cdot (1 + \nu_S)}{R^3 \cdot E_S \cdot (1 - \nu_T^2)} \quad (2.18)$$

2.3.5. Modelo de Bobet (2003)

Bobet [9] realizó un completo estudio sobre los esfuerzos que pueden aparecer en el revestimiento de un túnel de sección monolítica circular ante diferentes tipos de cargas (estáticas, sísmicas, presión de agua en los poros). Para el caso de la acción sísmica en un terreno seco, propone un nuevo modelo analítico, donde los esfuerzos máximos en la estructura, cuando no hay deslizamiento, vienen dados por:

$$N_{\max}^{B-NS} = (1 - C_3) \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s)} \gamma_{\max} \cdot R \quad (2.19)$$

donde:

$$C_3 = \frac{1}{3} \cdot \frac{(1 - \nu_s) \cdot C - 2 - C_2 \cdot [(1 - \nu_s) \cdot C + 4 \cdot \nu_s]}{(1 - \nu_s) \cdot C + 2} \quad (2.20)$$

$$C_2 = -2 \cdot \frac{(1 - \nu_s)^2 \cdot C + (1 - \nu_s) - \frac{3}{F} \cdot [(1 - \nu_s) \cdot C + 4]}{(1 - \nu_s)^2 \cdot C + (1 - \nu_s) \cdot (3 - 2 \cdot \nu_s) + \frac{3}{F} \cdot [(1 - \nu_s) \cdot (5 - 6 \cdot \nu_s) \cdot C + 4 \cdot (3 - 4 \cdot \nu_s)]} \quad (2.21)$$

Sin embargo, los coeficiente de compresibilidad y flexibilidad empleados en este modelo, no son los propuestos por Peck et al. [71], sino unos ligeramente diferentes propuestos por Einstein y Schwartz [22] (Ecuaciones 2.22 y 2.23).

$$C = \frac{E_s \cdot R \cdot (1 - \nu_T^2)}{E_T \cdot e \cdot (1 - \nu_s^2)} \quad (2.22)$$

$$F = \frac{E_s \cdot R^3 \cdot (1 - \nu_T^2)}{E_T \cdot I_T \cdot (1 - \nu_s^2)} \quad (2.23)$$

2.3.6. Modelo de Park (2009)

Park et al. [70], en la línea de mejora de los modelos analíticos existentes, presentó un nuevo modelo, haciendo uso de lo que denomina un coeficiente de deslizamiento (D) para tener en cuenta el posible deslizamiento entre el suelo y la estructura, de tal manera que para la condición de no-deslizamiento el valor de dicho parámetro era $D=0$, mientras que para el deslizamiento sin fricción ni separación $D \rightarrow \infty$.

Las expresiones a las que llegan estos autores para el cálculo de los máximos axiles circunferenciales en el revestimiento del túnel, vienen dadas por la *Ecuación 2.24* para la condición de no-deslizamiento entre el revestimiento y el suelo, y la *Ecuación 2.25* para la condición de deslizamiento total.

$$N_{\max}^{PK-NS} = \frac{4 \cdot (1 - \nu_s)}{\Delta''} \left[F + \left(\frac{1}{2} - \nu_s \right) \cdot C + 2 \right] \cdot \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s)} \cdot \gamma_{\max} \cdot R \quad (2.24)$$

$$N_{\max}^{PK-S} = \frac{4 \cdot (1 - \nu_s)}{(2 \cdot F + 5 - 6 \cdot \nu_s)} \cdot \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s)} \cdot \gamma_{\max} \cdot R \quad (2.25)$$

donde:

C y F : coeficientes de compresibilidad y flexibilidad, respectivamente, dados por Peck et al. [71].

Δ'' : parámetro que viene definido por la *Ecuación 2.26*.

$$\Delta'' = C \cdot F \cdot (1 - 2 \cdot \nu_s) + F \cdot (3 - 2 \cdot \nu_s) + C \cdot \left(\frac{5}{2} - 8 \cdot \nu_s + 6 \cdot \nu_s^2 \right) + 6 - 8 \cdot \nu_s \quad (2.26)$$

Para la condición de no-deslizamiento entre el revestimiento y el suelo, este modelo predice los mismo resultados que el modelo analítico de Bobet [9].

2.4. Trabajos previos acerca del comportamiento sísmico 3-D en túneles

Son pocos los trabajos hasta la fecha acerca del estudio del comportamiento sísmico de túneles considerando la tercera dimensión del problema, pues cuando el frente de ondas es paralelo al eje del túnel, el problema puede ser simplificado a un estudio 2-D.

Al igual que en el caso bidimensional, existen estudios 3-D que tratan de vislumbrar la influencia mutua entre un par de túneles gemelos en lo que a la secuencia de construcción y/o revestimiento se refiere (Liu et al. [52], Mroueh [96], Ng et al.[66], Shahrour y Mroueh [83], Soliman et al. [84], etc.), y, por tanto, se restringen a condiciones estáticas.

Por otro lado, en condiciones sísmicas, la mayor cantidad de trabajo se ha desarrollado en la línea de los estudios longitudinales, cómo por ejemplo, en dos de las publicaciones surgidas de la presente investigación, se emplean modelos ingenieriles tipo *Winkler*, tanto para un solo túnel (Sánchez-Merino et al., *Simplified longitudinal seismic response of tunnels linings subjected to surface waves*), como para un par de túneles gemelos (Sánchez-Merino y Navarro, *Simplified three-dimensional models for twin tunnels to account for the seismic interaction caused by surface waves*).

Kouretzis et al. [47], realizan un modelo analítico y un contraste numérico de los resultados, despreciando el efecto de *ISE*, modelando el revestimiento del túnel como elementos tipo placa y bajo la hipótesis de una excitación armónica de frecuencia constante.

Volviendo al problema aquí tratado, en el que se pretende estudiar el efecto de la tercera dimensión en los resultados del problema transversal, se pueden considerar dos casos:

- *Túneles de longitud finita*: bastaría con modelar en 3-D el problema sin necesidad de imponer condiciones especiales de infinitud en las caras perpendiculares al eje del túnel. Un ejemplo se encuentra en el trabajo de Ding et

al. [22], los cuales realizan el estudio por elementos finitos de un túnel sometido a una acción sísmica, modelando en detalle las juntas de unión entre secciones, el comportamiento no-lineal del suelo, la *ISE*, etc., pero, este estudio se escapa, aún hoy en día, del alcance de muchos ordenadores, pues emplean más de un millón de elementos para la resolución del problema con el código comercial *LS-DYNA*.

- *Túneles cuya elevada longitud los hace poder ser considerados como infinitos en dirección longitudinal:* en esta situación se precisan unas condiciones de infinitud en las caras transversales. Los primeros intentos por incorporar estas condiciones surgen con la introducción de unos amortiguadores viscosos en dichas caras (*FLUSH* [55]), sin embargo no es más que una mera aproximación. Stamos y Beskos [88,89] haciendo uso del método de los elementos de contorno en el dominio de la frecuencia y asumiendo un comportamiento elástico-lineal, resuelven el problema de un túnel revestido aislado bajo la acción de una onda armónica de frecuencia dada en régimen permanente, reduciendo, mediante una formulación especial, el problema a uno *2-D*. Hwang y Lysmer [40], desarrollaron un procedimiento para reducir el problema *3-D* a uno *2-D*, analizando el caso de un solo túnel. Análogamente, De Barros y Luco [19] y Luco y De Barros [53], realizaron un estudio *3-D* de un túnel circular revestido en un semiespacio elástico sometido a la acción de una onda armónica, con posibilidad de que ésta tenga una dirección de propagación oblicua con el eje del túnel.

Independientemente de cualquiera de las dos consideraciones expuestas para la tercera dimensión del problema, todos los trabajos citados se han basado en el estudio de un único túnel aislado, no considerando los posibles efectos de interacción con otras estructuras u otros túneles. Para completar este vacío, Moore y Guan [62] resolvieron, de manera analítica, el problema de un par de túneles gemelos revestidos en un semiespacio bajo la acción sísmica en régimen permanente de una onda armónica, concluyendo que existe un efecto de interacción y que los estudios *2-D* en deformación plana predicen resultados demasiado conservadores.

Para finalizar con este capítulo, cabe citar el trabajo de Datta [18], donde se hace una revisión más profunda del estado del arte, hasta 1999, sobre el comportamiento sísmico de túneles, tanto en el caso $2-D$ como en el $3-D$.

Capítulo 3

ONDAS SÍSMICAS

3.1. Introducción

Las ondas sísmicas son las causantes de una gran cantidad de catástrofes, las cuales suelen llevar aparejadas la pérdida de vidas humanas, bien por colapso de estructuras o bien por fallo de suelos; y aunque este tipo de ondas son originadas por terremotos, éstos no son los únicos que pueden dar lugar al fenómeno de propagación de un movimiento ondulatorio en un suelo, sino que también una máquina giratoria, el paso de un tren o el impacto de un proyectil, pueden excitar el movimiento del suelo dando lugar a un fenómeno de propagación de ondas.

3.2. Ondas sísmicas en sistemas estratificados

Considerando el suelo como un medio continuo $3-D$ en el cual se pretende estudiar el fenómeno de propagación de ondas sísmicas, y tomando un elemento infinitesimal de volumen sobre el que se plantea su equilibrio dinámico, se obtiene la ecuación diferencial en derivadas parciales de tipo hiperbólico de segundo orden dada por la *Ecuación 3.1*.

$$\rho \cdot \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial t^2} - \nabla \cdot \bar{\sigma} = \bar{f} \quad (3.1)$$

donde:

\bar{u} : Vector de desplazamientos

$\bar{\sigma}$: Tensor de tensiones

ρ : Densidad del material

\bar{f} : Vector de fuerzas por unidad de volumen

Si, además, el material es isótropo elástico-lineal, el tensor de tensiones se puede expresar como:

$$\bar{\sigma} = \text{traza}(\bar{\varepsilon}) \lambda \bar{I} + 2 \cdot G \cdot \bar{\varepsilon} \quad (3.2)$$

siendo:

\bar{I} : Tensor identidad

λ, G : Constantes de Lamé del material

$\bar{\varepsilon}$: Tensor de deformaciones

Donde a su vez, el tensor de deformaciones se puede definir a partir de la solución de desplazamientos como:

$$\bar{\varepsilon} = \text{sim}(\nabla \cdot \bar{u}) \quad (3.3)$$

Sustituyendo (3.2) y (3.3) en (3.1), y suponiendo que no actúan fuerzas de volumen, se puede expresar la Ecuación 3.1 en función solo del vector de desplazamientos como sigue:

$$\rho \cdot \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial t^2} = \nabla \cdot ((\lambda + 2 \cdot G) \cdot \nabla \cdot \bar{u}) + \nabla_x (G \cdot \nabla_x \bar{u}) \quad (3.4)$$

Para resolver esta ecuación, se puede emplear la descomposición de *Helmholtz*, según la cual se supone que el campo de desplazamientos es una combinación lineal de un campo escalar y otro rotacional según la *Ecuación 3.5*,

$$\bar{u} = \nabla \cdot \phi + \nabla \times \bar{\Psi} \quad (3.5)$$

donde:

ϕ : Campo escalar

$\bar{\Psi}$: Campo vectorial

Sustituyendo (3.5) en (3.4) y operando, se llega a las dos siguientes ecuaciones:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = V_p^2 \cdot \Delta \phi \quad (3.6)$$

$$\frac{\partial^2 \bar{\Psi}}{\partial t^2} = V_s^2 \cdot \Delta \bar{\Psi} \quad (3.7)$$

Con esto queda demostrado que son dos los tipos de ondas que se propagan en el interior de cualquier medio continuo, isótropo y homogéneo, de propiedades elásticas (λ, G) y densidad (ρ):

- *Ondas de tracción-compresión (ondas tipo P)*: hacen oscilar las partículas en la dirección de propagación de la onda. Su velocidad de propagación en un medio elástico está dada por la *Ecuación 3.8*.

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2 \cdot G}{\rho}} \quad (3.8)$$

- *Ondas de cortadura (ondas tipo S)*: hacen oscilar las partículas en la dirección ortogonal a la de propagación la onda. Su velocidad de propagación en un medio elástico está dada por la *Ecuación 3.9*.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.9)$$

Ambos tipos de ondas se conocen como ondas de cuerpo, frente a las ondas superficiales, cuya demostración de existencia se puede ver en Ewing [26] o Kramer [48].

Por otro lado, cabe citar que las ondas de compresión tienen una velocidad de propagación mayor que las de corte, según la *Ecuación 3.10*, la cual además pone de manifiesto que no son posibles coeficientes de Poisson iguales o superiores a 0,5.

$$\frac{V_P}{V_S} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (3.10)$$

Y, a su vez, las ondas de cuerpo tienen velocidades de propagación superiores a las de las ondas superficiales (Kramer [48]).

Todos los conceptos expuestos hasta el momento, han de ser ligeramente modificados cuando las ondas viajan por un medio estratificado en propiedades, ya que al alcanzar la interfase entre cualquiera de los estratos, la diferencia de propiedades hace que la onda experimente un fenómeno de difracción (reflexión + refracción). Sin embargo, éste no es el único motivo por el que un tren de ondas puede sufrir difracción, sino también cuando las ondas alcanzan un interfase suelo-estructura (por ejemplo: suelo-revestimiento de un túnel), o bien cuando alcanzan una cavidad sin revestir.

Dada la complejidad del problema, resulta impracticable un estudio en el que se sigan las trayectorias de los frentes de onda estudiando las reflexiones y refracciones, pues éstas, a su vez, pueden interaccionar con otras ondas produciéndose fenómenos de interferencias (constructivas o destructivas).

Si se supone un solo estrato de propiedades uniformes como el de la *Figura 3.1*, y se plantea el equilibrio con los esfuerzos que aparecen en un elemento infinitesimal del estrato ante la propagación vertical de una onda de corte, se llega a la *Ecuación 3.11*.

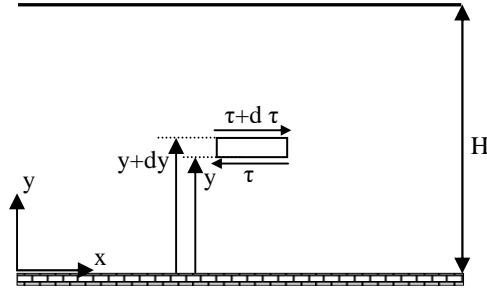


Figura 3.1. Equilibrio de un elemento infinitesimal ante ondas de corte en un modelo de Campo-Libre

$$\rho \frac{\partial^2 u(y,t)}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau(y,t)}{\partial y} \quad (3.11)$$

y dado que por definición:

$$\tau(y,t) = G \cdot \gamma(y,t) = G \cdot \frac{\partial u(y,t)}{\partial y} \quad (3.12)$$

se puede sustituir la Ecuación 3.12 en la 3.11 llegando a la ecuación diferencial en derivadas parciales (3.13) que rige el problema de propagación de ondas elásticas en un estrato bidimensional, que al ser infinito en dirección horizontal, el problema se reduce a la propagación unidimensional de ondas de corte.

$$\frac{\partial^2 u(y,t)}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 u(y,t)}{\partial y^2} \quad (3.13)$$

La ecuación resultante es, por tanto, una ecuación diferencial en derivadas parciales lineal y de coeficientes constantes, que puede ser resuelta con multitud de técnicas (analíticas, numéricas, etc.). Así mismo, serán necesarias dos condiciones iniciales, y dos condiciones de contorno para su resolución:

- *Condiciones iniciales:* desplazamientos y velocidades iniciales nulos en cualquier punto del estrato.

$$u(y,0) = 0 \quad (3.14)$$

$$\dot{u}(y,0) = \left. \frac{\partial u(y,t)}{\partial t} \right|_{t=0} = 0 \quad (3.15)$$

- *Condiciones de contorno:*

- *Condición Dirichlet:* desplazamientos impuestos en la base del modelo obtenidos del acelerograma de diseño.

$$u(0,t) = u_{acc}(t) \quad (3.16)$$

- *Condición Neumann:* tensiones tangenciales nulas en la superficie libre.

$$\tau(H,t) = \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) = \frac{\partial u}{\partial y} = 0 \quad (3.17)$$

En este problema de *Campo-Libre*, se considera un sistema de masa distribuida, infinito en dirección horizontal, y sometido a cargas horizontales en forma de aceleraciones impuestas, hace que tenga el mismo comportamiento que una viga de cortante, esto es, una viga con una rigidez infinita a flexión que se deforma por cortante puro.

Salvo en casos simples como el expuesto, la *Ecuación 3.13* no puede ser resuelta por métodos analíticos, por lo que hay que recurrir a métodos numéricos, en los cuales se discretiza el problema, pudiendo expresar la ecuación de equilibrio como sigue:

$$[M]\{\ddot{\vec{u}}(t)\} + [C]\{\dot{\vec{u}}(t)\} + [K]\{\vec{u}(t)\} = \{\vec{P}(t)\} \quad (3.18)$$

donde:

$[M]$: Matriz de masas.

$\{\ddot{\vec{u}}(t)\}$: Vector de aceleraciones.

$[C]$: Matriz de amortiguamiento.

$\{\dot{\vec{u}}(t)\}$: Vector de velocidades.

$[K]$: Matriz de rigidez.

$\{\vec{u}(t)\}$: Vector de desplazamientos.

$\{\vec{P}(t)\}$: Vector de fuerzas externas.

La ecuación de equilibrio dinámico así planteada, permite obtener la solución de desplazamientos en ciertos puntos del sistema. Si sobre este sistema matricial de ecuaciones se hace uso de la *Transformada Rápida de Fourier* (en lo que sigue *FFT*), se llega a la *Ecuación 3.19*.

$$([K] + i\omega[C] - \omega^2[M])\mathfrak{S}\{\vec{u}(t)\} = \mathfrak{S}\{\vec{P}(t)\} \quad (3.19)$$

Que puede ser resuelta para cada frecuencia de excitación, y obtener posteriormente la solución temporal mediante la *Transformada Inversa de Fourier* (*AFFT*).

3.3. Amortiguamiento de las ondas sísmicas

En los problemas de *ISE* bajo acciones sísmicas es de suma importancia la consideración del amortiguamiento interno que tiene lugar en el suelo, pues la coincidencia entre las frecuencias fundamentales características del fenómeno sísmico ($1 - 10 \text{ Hz}$) y las frecuencias propias del sistema de suelo (para el caso de un estrato isótropo y homogéneo que descansa sobre una base rocosa infinitamente más rígida, la *Ecuación 3.20* (Kramer [48]), permite su cálculo), hace que se puedan producir amplificaciones irreales.

$$f_n = \frac{(2n-1)V}{4H} \text{ (Hz)} \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (3.20)$$

donde:

V : velocidad de propagación de las ondas sísmicas (m/s).

H : altura del estrato sobre la base rocosa (m).

Para un modelado más realista del suelo, que evite la aparición de amplificaciones irreales, se suelen emplear los siguientes tipos de amortiguamiento en problemas de *ISE*:

- *Amortiguamiento de Rayleigh*

Este tipo de amortiguamiento es muy popular en el ámbito de la ingeniería práctica, aunque presenta el gran inconveniente de reducir drásticamente los pasos temporales de integración numérica por criterios de estabilidad numérica, lo que puede ocasionar tiempos de simulación excesivos.

Se define por una matriz de amortiguamiento proporcional a las de masa y rigidez con sendos coeficientes, de tal manera que con esta combinación lineal se garantiza la ortogonalidad de los modos propios de vibración del sistema, y no se introduce ningún modo adicional (Kramer [48]).

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.21)$$

Los coeficientes α y β , se calculan definiendo la fracción de amortiguamiento crítico (ξ_i), a dos frecuencias prefijadas (ω_i) que definen un rango.

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad i = 1,2 \quad (3.22)$$

La elección ξ_i , así como el rango de frecuencias, es muy arbitrario, por lo que se recomienda un rango en el que estén comprendidas las de excitación y las fundamentales del sistema. Sin embargo, cuanto mayor es el rango, y/o cuanto mayor es ξ_i , mayor es el coeficiente β , y el paso temporal de integración se reduce (*FLAC/FLAC^{3D} User's Manual* [15,16]), con lo que los tiempos de cálculo se incrementan. Para un mayor detalle acerca del cálculo de los coeficientes α y β , se puede consultar el *Anexo C* de este documento.

Llevando esta definición del amortiguamiento a la ecuaciones de equilibrio dinámico planteadas en forma matricial (*Ecuación 3.23* dominio del tiempo, *Ecuación 3.24* dominio de la frecuencia), éstas quedarían como sigue:

$$[M]\left\{\ddot{\vec{u}}(t)\right\} + \alpha\left\{\dot{\vec{u}}(t)\right\} + [K]\left\{\vec{u}(t)\right\} + \beta\left\{\dot{\vec{u}}(t)\right\} = \left\{\vec{P}(t)\right\} \quad (3.23)$$

$$([M](i\omega\alpha - \omega^2) + [K](1 + i\omega\beta))\mathfrak{Z}\left\{\vec{u}(t)\right\} = \mathfrak{Z}\left\{\vec{P}(t)\right\} \quad (3.24)$$

Se trata, por tanto, de un amortiguamiento proporcional a la velocidad de sollicitación, mientras que en los materiales de tipo geológico se ha observado una mayor dependencia del amortiguamiento con la deformación.

- *Amortiguamiento histerético lineal y no-lineal*

Una alternativa a los problemas que presenta el tipo de amortiguamiento anterior, es el amortiguamiento histerético, en el cual se excluye la dependencia de la velocidad de sollicitación, para hacerle dependiente de la deformación. La forma más simple de implementar este tipo de amortiguamiento es mediante la adición de un término complejo a la matriz de rigidez (*Ecuación 3.25* (Kramer [48], Wolf [99])), definiendo así uno de tipo lineal (linealidad entre tensiones y deformaciones).

$$[K]_D = [K](1 + 2iD) \quad (3.25)$$

siendo D , el amortiguamiento interno del sistema, definido por la *Ecuación 3.26* como la fracción normalizada de energía disipada en un ciclo de vibración, respecto de la energía elástica que es capaz de almacenar.

$$D = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{W_{disipado}}{W_{elastico}} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\oint \tau \cdot d\gamma}{\left(\frac{1}{2} \cdot G \cdot \gamma_c^2\right)} \quad (3.26)$$

γ_c : deformación máxima del ciclo

El comportamiento del sistema con este tipo de amortiguamiento, es según una relación lineal, pero la energía disipada en cada ciclo sería el área encerrada por la elipse (*Figura 3.2*).

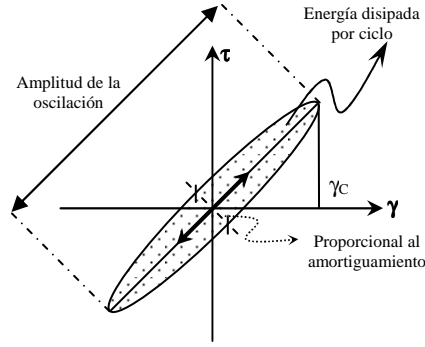


Figura 3.2. Ciclo de histéresis equivalente para un amortiguamiento de tipo histerético-lineal

Este tipo de amortiguamiento también se puede implementar en el dominio del tiempo sin más que definir un término adicional en la Ecuación 3.13.

$$\rho \cdot \frac{\partial^2 u(y,t)}{\partial t^2} = G \cdot \frac{\partial^2 u(y,t)}{\partial y^2} + \frac{2 \cdot G \cdot D}{\omega} \cdot \frac{\partial^3 u(y,t)}{\partial y^2 \partial t} \quad (3.27)$$

Sin embargo, esta ecuación tan solo puede ser resuelta cuando se trata de un movimiento armónico, dada la dependencia del término añadido con la frecuencia angular.

Este modelo de amortiguamiento fue implementado por primera vez en el código *SHAKE* (Schnabel et al. [80]), habiéndose empleado también, posteriormente, entre otros códigos, en los siguientes: *FLUSH* [55], *EERA* [6], y *ESES*. Sin embargo, esta linealidad en un suelo, solamente puede ser asumida con certeza para deformaciones máximas de 10^{-5} (Seed y Idriss [82]), mientras que en problemas sísmicos, pueden alcanzarse deformaciones de hasta 10^{-2} , lo cual puede desviar los resultados respecto al comportamiento real de un suelo, pero este tipo de amortiguamiento representa con bastante exactitud el amortiguamiento interno que tiene lugar en un suelo en condiciones dinámicas.

Gráficamente y en términos energéticos, este amortiguamiento se asimila como un ciclo de histéresis elíptico (*Figura 3.2*), siendo la energía disipada en cada ciclo el área del mismo por tanto, no importa lo rápido que se describa la elipse (no depende de la velocidad de sollicitación y por tanto tampoco de la frecuencia), pero si que depende de:

- *Rigidez*: aunque la relación tensión deformación es lineal, la rigidez influye en que cuanto menor sea ésta, las deformaciones son mayores.
- *Amortiguamiento*: cuanto mayor sea la cuantía de amortiguamiento incluida, mayor es el semieje menor.

Por otro lado, el amortiguamiento histerético no-lineal, solventa el inconveniente anteriormente citado de implementar una no-linealidad a partir de ciertas deformaciones, incorporando además, implícitamente, un amortiguamiento también de tipo histerético.

Sin embargo, este tipo de amortiguamiento, a diferencia del histerético-lineal, se define, de manera implícita, con las ecuaciones constitutivas del suelo como se detallará más en profundidad en el *Apartado 4.4* del presente documento.

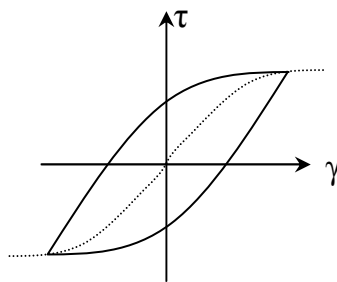


Figura 3.3. Representación de un modelo histerético-no-lineal

3.4. Dominio del tiempo versus Dominio de la frecuencia

En el estudio de la *ISE*, se puede recurrir a los siguientes tipos de análisis según un orden de precisión creciente:

- *Modelos pseudo-estáticos*: imposición de deformaciones (o movimientos) para el cálculo estático del estado tensional.
- *Modelos ingenieriles tipo Winkler*: la *ISE* es considerada mediante la conexión de la estructura a unos resortes que representan la rigidez equivalente del terreno.

- *Modelos analíticos*: resolución del problema de manera analítica partiendo de numerosas hipótesis muy simplificadoras.
- *Modelos numéricos en el dominio de la frecuencia*: discretización espacial y análisis en el dominio de la frecuencia. De este modo se supone el sistema oscilando en régimen permanente a cada una de las frecuencias, pudiendo recoger la propagación de ondas mediante la *Transformada de Fourier (FFT y AFFT)*.
- *Modelos numéricos en el dominio del tiempo*: discretización espacial y temporal del conjunto de ecuaciones que definen el problema para su posterior integración paso a paso.

En la actualidad, y debido a la gran capacidad computacional existente, hay una clara tendencia hacia los *Modelos Numéricos* (bien en el dominio del tiempo o bien en el de la frecuencia), si bien siempre es conveniente una verificación mediante *Modelos Analíticos* o mediante comprobaciones básicas para cotejar la bondad de los resultados que arrojan aquéllos.

Sin embargo, la simulación numérica necesita, primeramente, la elección del dominio de trabajo, tiempo o frecuencia, cada uno de los cuales presenta sus ventajas y sus inconvenientes, aunque en la actualidad hay una clara tendencia a trabajar en el dominio del tiempo, integrando las ecuaciones que rigen el problema de manera numérica.

Así, por ejemplo, los códigos de elementos finitos *FLUSH* [55] y *ESES* (de desarrollo propio), trabajan en el dominio de la frecuencia, por lo que se hace necesario resolver las ecuaciones que rigen el sistema para cada frecuencia de excitación, lo cual no conlleva ni a mayor ni a menor precisión, sólo que tiene el inconveniente de no poder incorporar modelos de plasticidad, pero por otro lado el tiempo de cálculo es menor cuanto menor sea el número de frecuencias a estudiar.

Los códigos que trabajan en el dominio del tiempo, como el de elementos finitos *ABAQUS* [38] y el de diferencias finitas *FLAC/FLAC^{3D}* [15,16], tienen que resolver el conjunto de ecuaciones diferenciales discretizadas en el tiempo, dado un paso temporal que asegura la convergencia y bondad de los resultados.

Resumiendo, las diferencias existentes entre el dominio de la frecuencia y el dominio del tiempo son:

Tabla 3.1. *Tabla resumen dominio del tiempo vs. dominio de la frecuencia*

<i>Dominio de la frecuencia</i>	<i>Dominio del tiempo</i>
Menor tiempo de cálculo	Mayor tiempo de cálculo
Es incondicionalmente estable	Es condicionalmente estable si la integración es explícita
Solución para cada frecuencia del análisis	Solución temporal paso a paso
Requiere del uso de la <i>FFT</i>	La solución final se obtiene directamente
No permite no-linealidades	Permite incluir no-linealidades
No son posibles criterios de plasticidad	Permite implementar criterios de plasticidad
Los modelos de contacto no están definidos	Permite definir modelos de contacto

3.5. Bordes Transmisores

El carácter dinámico del problema estudiado, junto con la infinitud horizontal del mismo, hacen preciso el empleo de unos *Bordes Transmisores* ubicados en los contornos laterales, truncados por la modelización numérica del problema. Es precisamente este truncamiento lo que se conoce como *Borde Elemental (Elementary Boundary)* (Wolf [99]), pues si sobre el mismo se fijan los desplazamientos, o bien se deja libre, este contorno actúa como un reflector de energía hacia el interior del modelo (*Efecto Caja*), alterando los resultados.

Para evitar dicho efecto, es preciso definir un borde que sea capaz de absorber las ondas reflejadas hacia el infinito en el interior del modelo, evitando cualquier tipo de reflexión espuria.

Esta misma característica de infinitud no sólo aparece en los problemas de modelización del suelo, sino que también aparece en otros problemas de la ingeniería, como la modelización de la masa de aire alrededor de un avión o la masa de agua que envuelve un barco, sin dejar de lado el espacio que rodea a un conductor eléctrico.

La solución más sencilla, pero computacionalmente más costosa, consiste en la modelización de un contorno lo suficientemente amplio como para disipar esas ondas

(*Borde Extendido*), sin embargo, las limitaciones computacionales no siempre hacen posible tal solución, por lo que una solución más eficaz pasa por el empleo de algún tipo de *Borde Transmisor* (en inglés: *Non-Reflecting Boundary*, *Silent Boundary*, *Transmitting Boundary*, *Radiation Boundary* o *Absorbing Boundary*).

A continuación se describen brevemente los tipos de *Bordes Transmisores* que más se utilizan en problemas sísmicos; otro tipo de bordes menos usuales y con una formulación matemática más compleja, pueden encontrarse en el trabajo de *Tesis Doctoral* de Guddati [32].

- *Borde Extendido (Extended Boundary)*

La modelización de una zona lo suficientemente grande en la cual se disipen las ondas reflejadas, es la primera idea que surge al tratar este tipo de problemas; sin embargo este planteamiento era computacionalmente inaceptable años atrás, y a día de hoy, a pesar de la mayor capacidad computacional, aún sigue siendo costoso.

Por ejemplo, Huo [39] en su trabajo de *Tesis Doctoral*, emplea este tipo de borde, el cual puede conjuntarse en los nodos laterales, con la imposición de desplazamientos, fuerzas, una combinación de ambos, amortiguadores viscosos o bien quedar libres.

Como es evidente, este borde no es exacto, y los resultados que con él se obtengan dependerán de la longitud modelada.

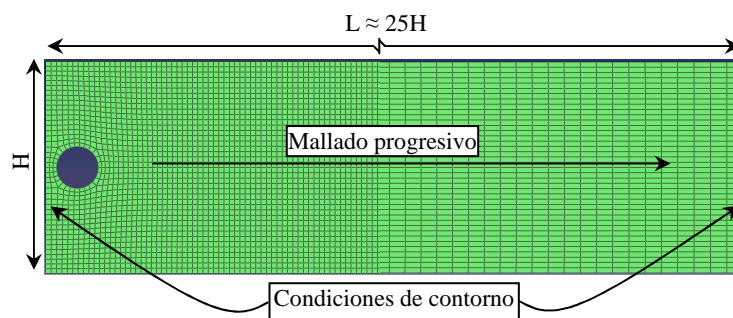


Figura 3.4. Modelo FEM con Borde Extendido de un par de túneles gemelos revestidos

- *Borde Viscoso (Viscous Boundary)*

Este tipo de borde lo emplean por primera vez Kuhlemeyer y Lysmer [49] haciendo uso de la extensión al caso multidimensional del problema de propagación de ondas en una barra seminfinita, en la cual se puede demostrar que si se trunca el contorno y sobre la misma se propaga una onda elástica, ésta onda se puede absorber, y por tanto, representar la seminfinitud de la barra, si sobre el extremo truncado se incluye un amortiguador viscoso de constante $C = \rho \cdot V$, siendo ρ =densidad del material, V =velocidad de propagación del tipo de onda (*Figura 3.5*).

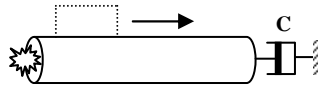


Figura 3.5. Analogía 1-D del borde viscoso

La extensión de este problema 1-D al caso multidimensional, se lleva a cabo conectando los bordes truncados a un conjunto de amortiguadores de tipo viscoso en dos direcciones ortogonales entre sí para el caso plano, generando un estado tensional proporcional a la velocidad de las partículas según la *Ecuación 3.28*.

$$\begin{cases} \sigma = \rho \cdot V_p \cdot \dot{u} \\ \tau = \rho \cdot V_s \cdot \dot{v} \end{cases} \quad (3.28)$$

donde:

\dot{u}, \dot{v} : Velocidades de los puntos de conexión de los amortiguadores en dirección horizontal y vertical respectivamente.

Roesset y Ettouney [78] y Wolf [100], demuestran que este borde no es exacto más allá del caso 1-D, es decir, los resultados dependen de la distancia a la que se ubique el borde respecto a la zona de estudio y, además, sólo absorbe las ondas que inciden en la dirección de actuación de los mismos.

Como inconveniente, ralentiza mucho el proceso de cálculo por reducir el paso de integración (debido a los amortiguadores viscosos), pero es un tipo de borde que se puede emplear tanto en el dominio del tiempo, como en el dominio de la frecuencia,

pero siempre en estudios dinámicos, puesto que en el caso estático no aporta rigidez. A pesar de todos sus inconvenientes, es el borde más popular por la simplicidad de implementación.

- *Borde Infinito (Infinite Boundary)*

Lysmer y Kuhlemeyer [54] en su empeño de definir un borde más exacto, elaboran unos elementos finitos pero con una formulación infinita, los conocidos como elementos infinitos, que se pueden implementar en cualquier modelo de elementos finitos para representar la infinitud allí donde sea preciso. La idea, por tanto, consiste en crear un borde mediante este tipo de elementos, en los cuales se supone un comportamiento elástico-lineal (*ABAQUS User's Manual* [38]), para posteriormente incorporarlo a la región de interés modelada con elementos finitos.

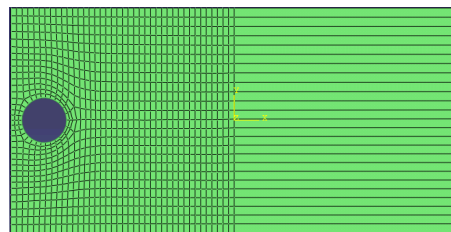


Figura 3.6. Modelo FEM con Borde Infinito de un par de túneles gemelos revestidos

El gran inconveniente es que la formulación de estos elementos en el código *ABAQUS*, hace que no aporten rigidez en problemas dinámicos, y la absorción de las ondas la representen como si de un *Borde Viscoso* se tratara (*ABAQUS User's Manual* [38]).

Otros autores como Kim y Yun [44], han empleado este tipo de elementos en problemas sísmicos, obteniendo buenos resultados. Del mismo modo, Medina [58,59] obtuvo buenos resultados también con este tipo de elementos cuando estudia el caso de la *ISE* de una cimentación sometida a una carga dinámica. Una descripción más detallada, con ejemplos de aplicación, se puede encontrar en el trabajo de este último autor.

- *Borde Consistente (Consistent Boundary)*

Waas [96] en su trabajo de *Tesis Doctoral*, desarrolla el *Borde Consistente*, representado por una matriz de rigidez dinámica dependiente de la frecuencia, que relaciona entre sí todos los nodos del contorno lateral sobre el que el borde se aplica.

De esta manera, desarrolla un borde en el dominio de la frecuencia y aplicable mediante la técnica de elementos finitos, donde la matriz de rigidez la obtiene mediante la resolución del problema de propagación de ondas en un sistema estratificado.

Al ser éste un borde exacto, es capaz de absorber cualquier tipo de onda en cualquier ángulo de incidencia (Wolf [99]), y la solución no depende de la distancia del mismo a la zona de interés. Sin embargo, al estar formulado en el dominio de la frecuencia, no es capaz de considerar plasticidades ni comportamiento no-lineal del suelo, problema que fue resuelto, parcialmente, por Navarro [63], que implementó dicho borde en el dominio del tiempo para una sola frecuencia, permitiendo la resolución de problemas de propagación de ondas *Rayleigh*, problemas estáticos, así como posibilitando la definición de un comportamiento *No-Lineal* del suelo, consiguiendo así resolver diversos problemas clásicos de *ISE*.

A pesar de todo, es un borde muy popular y ha sido implementado por Lysmer et al. [55] en el código de elementos finitos *FLUSH* para el estudio de la *ISE*.

- *Borde de Campo-Libre (Free-Field Boundary)*

Este borde está implementado en los códigos comerciales *FLAC/FLAC^{3D}* [15,16] y es, como el anterior, un borde aproximado, y a su vez es una extensión del *Borde Viscoso* donde lo que se hace es conectar los otros extremos de los amortiguadores a una columna de elementos que posee los movimientos de campo libre, lo cual se supone que representa mejor la realidad del problema.

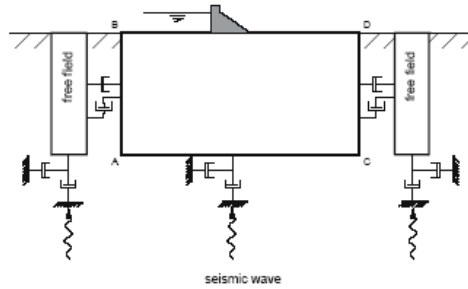


Figura 3.7. Representación del Borde de Campo-Libre (FLAC/FLAC^{3D} User's Manual [15,16])

Hasta la fecha tan sólo ha sido documentado en estos códigos comerciales, sin embargo resulta una aproximación más exacta que el *Borde Viscoso* por no restringir tanto el movimiento en los contornos.

- *Borde Clonado (Cloning Boundary)*

Este tipo de borde fue expuesto por primera vez por Roesset y Scaletti [79], y posteriormente referenciado y cotejado por autores como Dasgupta [16,17], Song y Wolf [85,86], Wolf y Song [101,102,103], así como Wolf y Weber [104]. En la presente *Tesis Doctoral* ha sido implementado en un código *FEM* de desarrollo propio para el estudio de problemas de *ISE* en túneles, sin embargo puede ser empleado en otro tipo de problemas de *ISE*.

Se caracteriza por ser un borde exacto, como el *Borde Consistente*, y está basado en la adición al núcleo central del problema de una matriz de rigidez dinámica que representa el contorno lateral infinito, además de unas fuerzas equivalentes. Se basa en una disipación de energía, en este caso mediante un amortiguamiento de tipo histerético-lineal en el dominio de la frecuencia, pero sin dejar de lado los efectos inerciales ni de rigidez.

En el *Capítulo 5* se detallará este borde con más detalle, pues es el que se ha implementado en el código de elementos finitos *ESES*.

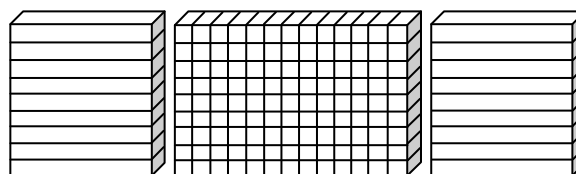


Figura 3.8. Núcleo central de elementos finitos con Borde Clonado en los contornos laterales

Capítulo 4

MODELOS MECÁNICOS DE COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS

4.1. Introducción

La modelización de suelos entraña gran complejidad, puesto que al no ser un medio continuo (realmente es un medio trifásico: partículas sólidas, agua y aire), en principio no serían aplicables las ecuaciones clásicas de la *Mecánica de Medios Continuos*.

Aún haciendo la hipótesis de que el suelo es un medio continuo, el siguiente paso sería asignarle algún modelo de comportamiento mecánico que, en primera aproximación, podría ser el *Modelo Elástico-Lineal*, que simplifica mucho las ecuaciones, proporcionando buenas aproximaciones; sin embargo, en régimen dinámico, este modelo da lugar a amplificaciones de los movimientos en el terreno irreales, debido a que no se está considerando la naturaleza disipativa de energía del suelo como consecuencia del contacto friccional entre las partículas, lo cual puede ser tenido en consideración mediante alguno de los tipos de amortiguamiento descritos en el *Capítulo 3*.

Por otro lado, dado que ante ciertos estados de carga el suelo experimenta un estado de deformaciones permanente, se podría considerar además algún comportamiento plástico del mismo. Entre los criterios de plastificación más empleados en suelos se encuentran: *Mohr-Coulomb*, *Drucker-Prager*, *Cap*, etc., sin embargo, en régimen dinámico, estos criterios de plasticidad no representan la disipación interna de energía por fricción.

Pero dejando aparte las complejas formulaciones referentes a la plasticidad, se ha comprobado experimentalmente que los modelos que mejor representan el comportamiento dinámico de un suelo son los modelos *Hiperbólicos*, que son unos modelos *No-Lineales* en los cuales se recoge la pérdida de rigidez a cortadura y el incremento del amortiguamiento interno con el grado de deformación angular.

Por último, cabe citar que en cualquiera de los modelos citados, y que se detallan en los siguientes apartados, se puede implementar la generación dinámica de presión de poros por ejemplo, mediante los modelos de Finn y Byrne (*FLAC/FLAC^{3D} User's Manual* [15,16]), en los cuales se supone que las cargas dinámicas reorganizan las partículas de suelo, de tal manera que se produce una reducción de volumen del conjunto con la deformación angular, produciéndose así un incremento en la presión de poros, la cual reduce la tensión efectiva que soportan las partículas de suelo según el *Principio de Terzaghi*, (Ecuación 4.1).

$$\sigma = \sigma' + p \quad (4.1)$$

siendo:

σ : Tensión total.

σ' : Tensión efectiva (entre las partículas de suelo).

p : Presión de poros (presión en el agua).

De tal manera que se plantean las ecuaciones de comportamiento mecánico del suelo en términos de tensiones efectivas, las cuales se ven reducidas por el incremento de la presión de poros, y con ello la resistencia mecánica del suelo, pudiendo ocasionar el fallo por licuefacción (Kramer [48]) cuando dicha tensión es nula.

En el caso sísmico, y dado que dicha acción es mucho más rápida que la velocidad a la que tiene lugar el flujo de agua a través de las partículas del suelo (debido a que la permeabilidad es baja), se puede considerar que no se produce tal flujo, y que lo único que se genera es presión de poros.

En los siguientes apartados, se describen con más detalle los modelos de comportamiento mecánico de suelo empleados en la presente investigación.

4.2. Modelo Elástico-Lineal y Visco-Elástico-Lineal

Estos modelos suponen una relación lineal entre las tensiones y las deformaciones, lo cual simplifica considerablemente las ecuaciones ya que el comportamiento del material se define por dos constantes (E , ν), y en la mayoría de los materiales y aplicaciones de la ingeniería, se puede suponer dicho comportamiento sin que se cometa mucho error.

Sin embargo, en temas dinámicos, es preciso incorporar algún tipo de amortiguamiento interno que reduzca las irreales amplificaciones dinámicas de los movimientos del terreno por coincidencia entre las frecuencias naturales del sistema y las de excitación (modelo *Visco-Elástico-Lineal*).

Sin embargo, sobre todo para grandes deformaciones, los suelos exhiben un comportamiento no-lineal, pero aún son muchas las aplicaciones en ingeniería donde se obvian las no-linealidades del mismo, pues la definición de los parámetros de un modelo *No-Lineal* puede ser muy costosa, a la par que poco exacta.

4.3. Modelo Visco-Elástico-Pseudo-No-Lineal (EQLM)

Los primeros intentos en aras de implementar de algún modo la no-linealidad que experimentalmente había sido observada en el comportamiento de los suelos, pasaron por la definición del *Método Lineal Equivalente (EQLM)*, implementado en códigos como *FLUSH* [55], *SHAKE* [80], *EERA* [6], etc., en los cuales, de una manera

iterativa, se estiman las propiedades del suelo en términos de módulo secante de rigidez a cortadura (G_{sec}) y del amortiguamiento interno (D), para proceder a un nuevo análisis (elástico-lineal), donde se trabaja asignando estas nuevas propiedades al suelo.

De esta forma, se pretendía recoger el doble efecto de pérdida de rigidez a cortadura y de incremento del amortiguamiento con el grado de deformación angular, sólo que de una manera aproximada, calculando los nuevos valores según unas curvas experimentales como las recogidas en la *Figura 4.1*.

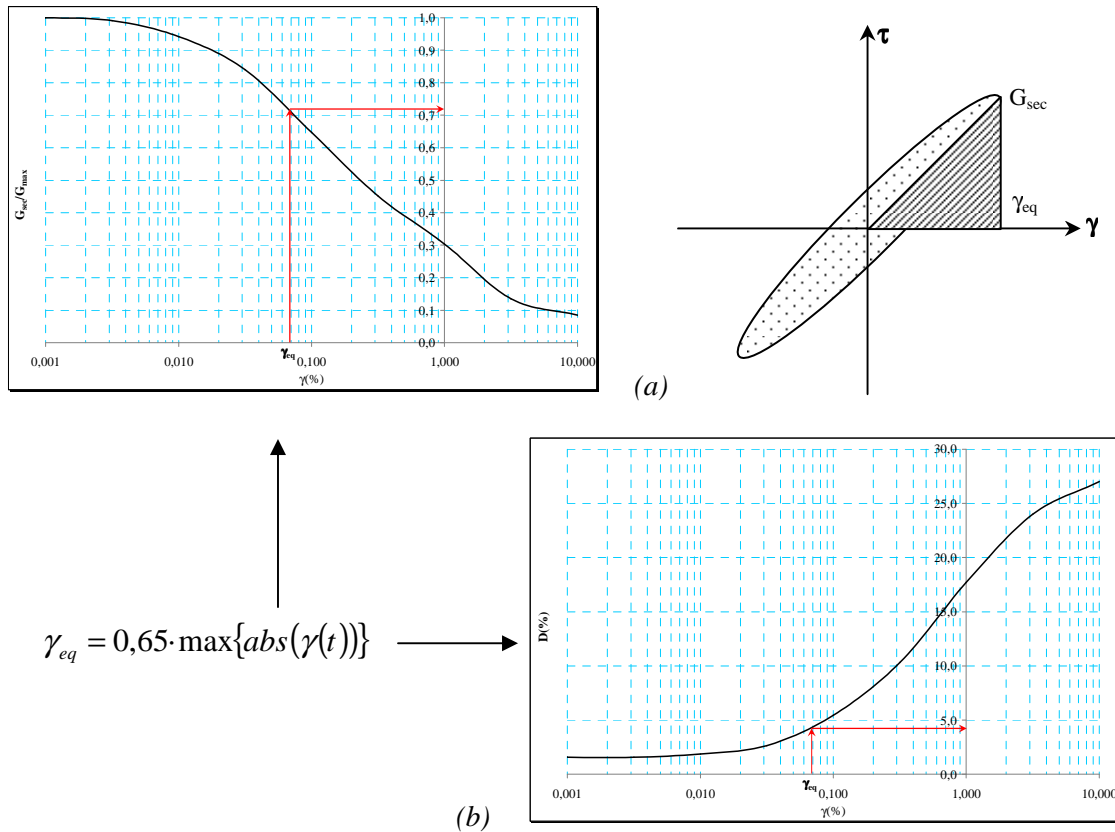


Figura 4.1. Módulo de cortadura secante normalizado (a) y amortiguamiento (b) para la aplicación del Método Lineal Equivalente

Sin embargo, en esta aproximación al comportamiento *No-Lineal*, no está matemáticamente asegurada la convergencia a unas propiedades finales, y además, cuando el estado de deformaciones es más complejo, sería necesario emplear alguna deformación equivalente que tuviera en cuenta las demás componentes del tensor de deformaciones como, por ejemplo, podrían ser la deformación octaédrica, la deformación equivalente Von-Mises, etc.

A lo largo de los últimos 40 años, han sido muchos los autores que han realizado estudios experimentales de estimación de la pérdida de rigidez y del incremento del amortiguamiento a cortadura (Seed y Idriss [82], Hardin y Drnevich [33], Sun et al. [90], Vucetic y Dobry [95], etc.), por lo que resulta difícil y costoso disponer de las citadas curvas para un emplazamiento determinado, debiéndose escoger aquéllas en las que el suelo sobre el que se ha realizado la consiguiente experimentación sea lo más similar al de estudio.

4.4. Modelos No-Lineales

Estos modelos, también conocidos como modelos *Hiperbólicos* o modelos *Histeréticos*, son muy populares en el ámbito de la modelización dinámica de suelos, pues son capaces de recoger, conjuntamente, la no-linealidad que exhiben los suelos, con la consecuente pérdida de rigidez y, de manera implícita y por aplicación de las *Reglas de Masing* (Kramer [48]), la disipación interna de energía en cada ciclo de carga-descarga (Figura 4.2).

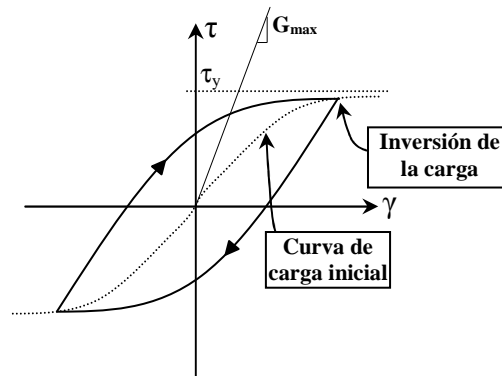


Figura 4.2. Curva característica de un modelo hiperbólico

Este amortiguamiento implícito hace que se pueda prescindir del amortiguamiento de tipo *Rayleigh* para representar la disipación de energía, con lo que los pasos temporales de integración no se reducen drásticamente. Todas estas características, y su ajuste con el comportamiento experimental de los suelos, hacen de estos modelos los más empleados cuando de la modelización dinámica e incluso del ajuste experimental se trata.

Adicionalmente, pueden ser implementados junto con un criterio de plasticidad para mejorar los resultados, labor que en numerosas ocasiones no se realiza habida cuenta de la complejidad de ajuste de los parámetros de comportamiento plástico.

Sin embargo, esta no-linealidad, tan sólo se puede implementar en los códigos numéricos que trabajan en el dominio del tiempo, con integración paso a paso.

Básicamente los modelos *No-Lineales* se pueden englobar, según su definición, en alguna de las dos siguientes clases:

- *Modelo tipo Ramberg-Osgood:* en esta clase de modelo, la curva tensión-deformación viene dada por $\gamma=f(\tau)$, según la *Ecuación 4.2*.

$$\gamma = \gamma_c + \frac{1}{G_{\max}} \cdot (\tau - \tau_c) \left[1 + H \cdot \left(\frac{1}{n} |\tau - \tau_c| \right) \right] \quad (4.2)$$

- *Modelo tipo Davidenkov:* en esta otra clase de modelo, la curva tensión-deformación viene expresada, de manera opuesta, como $\tau=f(\gamma)$, según la *Ecuación 4.3*.

$$\tau = \tau_c + G_{\max} \cdot (\gamma - \gamma_c) \left[1 - H \cdot \left(\frac{1}{n} |\gamma - \gamma_c| \right) \right] \quad (4.3)$$

donde la notación seguida, y que será la empleada en este documento, es:

G_{\max} : Módulo de rigidez a cortadura para muy pequeñas deformaciones del terreno.

H : Función que define la forma de la curva. Propia de cada modelo.

n : Factor que diferencia la curva de carga inicial ($n=1$), y las sucesivas curvas de carga y descarga ($n=2$).

τ_c, γ_c : Tensión y deformación, respectivamente, en el punto de inversión de la carga.

Observando las expresiones de ambos tipos de modelos, se puede concluir que no son equivalentes, pues no se puede obtener una expresión analítica $\tau=f(\gamma)$ en un modelo de tipo *Ramberg-Osgood*, es decir, la formulación ideal de un modelo *No-*

Lineal cuando se emplean códigos numéricos, es una de tipo *Davidenkov*, pues se parte de la solución de desplazamientos, para obtener el campo de deformaciones, y así, con una expresión de este tipo, se puede calcular el campo tensional.

A pesar de todo esto, y siguiendo la notación hasta ahora dada, se pasan a detallar algunos de los modelos *No-Lineales* más empleados en la *Dinámica de Suelos*, cada uno de los cuales se englobará, según su formulación, en alguna de las dos clases descritas anteriormente.

- *Ramberg-Osgood* (Ramberg y Osgood [76]): ajusta un modelo con 3 parámetros: α , r , γ_y , definido por la *Ecuación 4.4*.

$$\frac{\gamma - \gamma_c}{\gamma_y} = \frac{\tau - \tau_c}{n \cdot G_{\max}} \cdot \left(1 + \alpha \left(\left| \frac{\tau - \tau_c}{n \cdot G_{\max} \cdot \gamma_y} \right| \right)^{r-1} \right) \quad (4.4)$$

Además, los parámetros de este modelo pueden ser ajustados con las curvas de la *Figura 4.1*, mediante el procedimiento expuesto por Ueng y Chen [92].

Miragall y Samartín [61] hicieron uso de este tipo de modelo para el estudio de propagación de ondas sísmicas de cortadura en suelos, aportando valores característicos de los tres parámetros del modelo en función del tipo de suelo.

- *Pyke* (Pyke [75]): este modelo, definido por la *Ecuación 4.5*, fue implementado por Huo [39] en su tesis doctoral, para el estudio de la *ISE* en una estructura subterránea.

$$\tau = \tau_c + G_{\max} (\gamma - \gamma_c) \left[\frac{1}{1 + \frac{|\gamma - \gamma_c|}{n \cdot \gamma_y}} \right] \quad (4.5)$$

siendo así éste un modelo sencillo de tan sólo un parámetro, γ_y , que es una deformación de referencia, definida como τ_y / G_{\max} , siendo τ_y la resistencia del suelo.

- *Martin* (Martin y Seed [57]): en este modelo de tipo *Davidenkov*, la función de forma H para la *Ecuación 4.3* viene dada por:

$$H = \left[\frac{(\gamma/\gamma_0)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_0)^{2B}} \right]^A \quad (4.6)$$

Por tanto, se puede decir que éste es un modelo de 3 parámetros (A , B y γ_0), los cuales se pueden obtener con un ajuste de las curvas de la *Figura 4.1*. Este modelo está implementado en el código *MASH* [66], el cual hace un estudio *I-D* de propagación de ondas de cortadura en el dominio del tiempo.

Los modelos que se describen a continuación, están implementados en los códigos *FLAC/FLAC^{3D}*, y se presentan en una formulación alternativa, aportando el módulo secante de rigidez a cortadura normalizado (G_{sec}/G_{max}), para poder así posteriormente obtener el módulo tangente de rigidez a cortadura, según la *Ecuación 4.7*.

$$G_{tan}(\gamma) = G_{sec}(\gamma) + \gamma \frac{dG_{sec}(\gamma)}{d\gamma} \quad (4.7)$$

- *Hardin-Drnevich* (Hardin y Drnevich [34], *FLAC/FLAC^{3D}* [15,16]): este modelo ajusta con un solo parámetro: $\gamma_y = \tau_y/G_{max}$.

$$\frac{G_{sec}}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_y} \quad (4.8)$$

- *Default*: (*FLAC/FLAC^{3D}* [15,16]): 2 parámetros de ajuste: L_1 y L_2 , siendo éstos los valores de las deformaciones angulares logarítmicas ($L = \log_{10}(\gamma)$).

$$\frac{G_{sec}}{G_{max}} = s^2 \cdot (3 - 2 \cdot s) \quad (4.9)$$

siendo:

$$s = \frac{L_2 - L}{L_2 - L_1} \quad 0 \leq s \leq 1 \quad (4.10)$$

- *Sigma3*: (FLAC/FLAC^{3D} [15,16]): 3 parámetros de ajuste: a , b , x_0 .

$$\frac{G_{\text{sec}}}{G_{\text{max}}} = \frac{a}{1 + \exp\left(\frac{-(L - x_0)}{b}\right)} \quad (4.11)$$

- *Sigma4*: (FLAC/FLAC^{3D} [15,16]): 4 parámetros de ajuste: a , b , x_0 , y_0 .

$$\frac{G_{\text{sec}}}{G_{\text{max}}} = y_0 + \frac{a}{1 + \exp\left(\frac{-(L - x_0)}{b}\right)} \quad (4.12)$$

En la *Figura 4.3*, se muestra el ajuste que predicen los modelos *No-Lineales* implementados en *FLAC/FLAC^{3D}* en términos del módulo secante normalizado de rigidez a cortadura, comparado con los datos experimentales de Seed y Sun (1989), que aparecen en el manual del código *SHAKE91* [41].

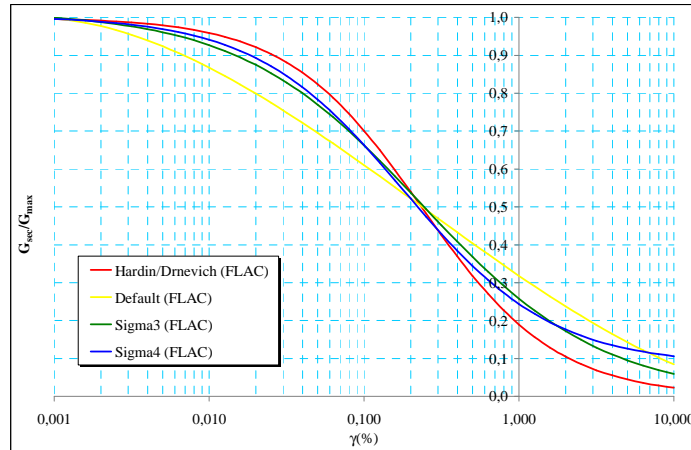


Figura 4.3. Ajuste de los datos experimentales a los modelos hiperbólicos disponibles en *FLAC*

Como se puede apreciar en la anterior figura, cuanto mayor es el número de parámetros del modelo, mejor es el ajuste a los datos experimentales de una curva. Para

mayor información acerca de la definición de estos cuatro últimos modelos implementados en *FLAC/FLAC^{3D}*, se puede consultar el *Anexo D* de este documento.

Un modelo *No-Linear* con una formulación por tramos es el que está implementado en el código *NERA* [7], que realiza un estudio *1-D* de propagación de ondas, definiendo el ciclo de histéresis de manera discreta por tramos mediante rectas.

A pesar de todas las bondades mencionadas de los modelos *No-Lineales*, éstos precisan de las siguientes mejoras:

- *Amortiguamiento para las frecuencias altas*: las frecuencias de excitación altas que pudiera contener un acelerograma no se amortiguan con estos modelos (*FLAC User's Manual* [15]), por lo que se recomienda introducir un pequeño amortiguamiento de tipo *Rayleigh* proporcional solamente a la rigidez (ver *Anexo C*).
- *No captan la influencia de otros parámetros*: al estar la formulación de estos modelos tan sólo basada en la forma de la curva tensión-deformación, no se capta la influencia, por ejemplo, de parámetros como la tensión de confinamiento, la frecuencia de excitación, el índice de plasticidad, etc.; por ello, Assimaki y Kausel [3], Assimaki et al. [4], Hashash y Park [36] y Kausel y Assimaki [42], entre otros, proponen correcciones para dichos parámetros. Sin embargo, en los estudios realizados en esta investigación, y dado que los modelos hiperbólicos implementados en *FLAC/FLAC^{3D}* no consideran estos parámetros secundarios, se obviará la influencia de los mismos.
- *Necesidad de definición de un criterio de inversión de la carga para casos más allá del 1-D*: cuando se trata de casos *1-D*, la inversión de la carga se produce cuando el incremento de deformación angular entre dos instantes consecutivos cambia de signo; sin embargo, para modelos *2-D* y *3-D*, dadas las múltiples componentes no nulas del tensor de deformaciones, este criterio no sería aplicable, debiendo definir uno. Por ejemplo, tanto *FLAC/FLAC^{3D}*, como Huo [39], disponen de su propio criterio de inversión, basado en la idea del cambio de signo del producto puntual de un par de vectores de deformación previamente definidos.

Capítulo 5

DESARROLLO DE UN CÓDIGO *FEM* PARA EL ESTUDIO DE *ISE* EN TÚNELES BAJO ACCIONES SÍSMICAS (*ESES*)

5.1. Motivación para el desarrollo de un nuevo código

Desde el comienzo de la presente investigación, y con la puesta a punto de algunos de los códigos disponibles para el estudio mediante simulación numérica del problema sísmico de *ISE* en túneles, surgió pronto la necesidad de implementar mejoras en aquéllos, con el fin de conseguir unos resultados más realistas.

El gran inconveniente de los programas comerciales (*FEM/FDM*) para este tipo de problemas es que su código fuente no es accesible, por lo que no se pueden incorporar mejoras en cuanto, por ejemplo, a *Bordes Transmisores*, si bien tienen la ventaja de poder definir modelos de comportamiento mecánico de suelos mediante programación de subrutinas en lenguaje *C++* (*FLAC*), o *FORTRAN* (*ABAQUS*).

Por otro lado, se disponía también del código fuente del programa *FLUSH*, pero la enorme complejidad de interpretación, y posterior modificación, de todas las ideas asociadas a la programación del código, dejó de lado esa posibilidad, reduciéndose el trabajo a su adaptación a los modernos ordenadores personales de hoy en día con el fin de poder así obtener resultados del mismo para el problema tratado.

Por tanto, para introducir nuevas mejoras en el tema de *ISE* en condiciones sísmicas, se decantó esta investigación por el desarrollo de un nuevo código *FEM* que incorporase un *Borde Transmisor* exacto, además de otras mejoras respecto a su antecesor *FLUSH*. Todos estos propósitos fueron llevados a cabo bajo una ingente cantidad de trabajo, y gracias a las ingeniosas aportaciones del Prof. Dr. D. J. M. Roeset (*Universidad de Texas A&M, Texas, EEUU*).

Si bien el código *FLUSH* también permite el estudio dinámico de problemas de *ISE* en deformación plana, como es el caso tratado, permitiendo además la resolución del problema de *Campo-Libre*, así como estudios de deconvolución y demás disponibilidades, presenta una serie de limitaciones derivadas de las capacidades computacionales propias de la época en la que se desarrolló (años 70).

Por ello, con el desarrollo y puesta a punto del código *ESES*, se propone una alternativa a los estudios de *ISE* en condiciones sísmicas, incorporando un nuevo *Borde Transmisor*, así como nuevas capacidades que el programa posee, como son:

- Permite leer las mallas generadas mediante cualquier pre-procesador de elementos finitos, siguiendo tan sólo unas pautas concretas, lo cual le proporciona una gran versatilidad a la hora de generar la geometría, así como una menor inversión de tiempo en el desarrollo de la misma.
- Los elementos finitos para el mallado de la zona de estudio, son elementos cuadriláteros isoparamétricos de 8 nodos, en lugar de los tradicionales de 4 nodos como ocurre en *FLUSH*, con lo cual se consigue una mayor precisión con menor esfuerzo computacional.
- Permite modelar la estructura con este mismo tipo de elementos, mucho más precisos que los elementos viga empleados tradicionalmente en otros programas de *ISE* como era el caso de *FLUSH*, dando la opción de calcular, mediante una

subrutina en esta *Tesis* desarrollada (subrutina *ANGEL*), los esfuerzos axiales, cortantes y flectores máximos en los elementos del revestimiento del túnel mediante la integración numérica de las tensiones a lo largo de la sección. En otras palabras, evita la inconsistencia que, por ejemplo, se produce en el programa *FLUSH* y en otros códigos comerciales (*ABAQUS* y *FLAC*) en los cuales los elementos viga que modelan la estructura poseen, lógicamente, grados de libertad de giro en un intento burdo de unir elementos *2-D* con elementos *1-D*.

- Analiza todo el espectro de frecuencias del desarrollo en serie de *Fourier* sin interpolar los resultados entre determinadas frecuencias como, por ejemplo, hace el programa *FLUSH*, lo cual proporciona una mejor aproximación a los resultados por no despreciar ni interpolar para frecuencias intermedias previamente elegidas.

Asimismo tiene las siguientes desventajas:

- El código se reduce al estudio de problemas en deformación plana, y no permite el análisis de problemas axisimétricos, aunque para la presente investigación no significaba un inconveniente.
- No permite un análisis lineal equivalente (*EQLM*) como hace el programa *FLUSH*, aunque se podría implementar con una cierta relativa facilidad esta forma de proceder. Lo anterior es una mera técnica de aproximación sin base matemática, basada solamente tratar de representar la pérdida de rigidez que experimenta el suelo con la deformación angular, por lo que no ha resultado de interés su implementación en el código desarrollado.
- No realiza estudios de deconvolución, en los cuales se obtiene el acelerograma en la base del modelo, a partir de uno definido en algún punto del mismo en la condición de *Campo-Libre*; sin embargo, el procedimiento de deconvolución es más útil en situaciones donde se conoce el perfil de suelo, así como el registro de aceleraciones, algo no siempre disponible.

5.2. *Técnica de Clonación* para la elaboración de un *Borde Transmisor* en el dominio de la frecuencia

5.2.1. Antecedentes

El *Algoritmo de Clonación* fue expuesto en 1979 por Roesset y Scaletti [79] y cotejado posteriormente por Dasgupta [16,17], Song y Wolf [85,86], Wolf y Song [101,102,103], así como Wolf y Weber [104] demostrando, el primero de ellos, que dicha técnica verificaba la condición de radiación de *Sommerfeld* (Wolf [99]), así como dando debida cuenta de la bondad del mismo los otros autores, los cuales denominan a esta técnica también por el nombre de: “*Consistent infinitesimal finite-element cell method*”.

La idea fundamental en la que se basa la *Técnica de Clonación*, es la creación de unos “*hiperelementos*”, representados por una matriz de rigidez dinámica, capaz de simular la infinitud de ciertos problemas ingenieriles geotécnicos, algo muy útil cuando se estudia un problema dinámico con contornos infinitos. Para ello, estos elementos se crean suponiendo una columna de elementos que representa el contorno lateral, la cual se condensa con otra análoga, eliminando los nodos comunes centrales mediante un proceso de condensación que se explicará más adelante (*Figura 5.1*) y que consigue mantener la precisión de los elementos individuales que la componen.

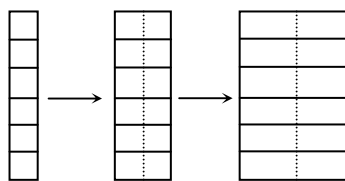


Figura 5.1. Condensación de columnas de elementos en la *Técnica de Clonación*

De manera similar Kausel y Roesset [43] ya desarrollaron en 1977 un “*hiperelemento*”, no destinado a elaborar un *Borde Transmisor*, pero si a reducir la carga computacional de un modelo de elementos finitos, por reducción del número de elementos pero sin perder exactitud en la solución.

5.2.2. Descripción general de la *Técnica de Clonación* y del código *ESES*

Con esta técnica se busca representar con exactitud las reacciones que un contorno lateral seminfinito ejercería sobre la región central del modelo en estudio bajo acciones sísmicas, por lo que los tipos de efectos (del contorno sobre la región central) necesarios a considerar serán:

- *Efectos inerciales*: dados por una matriz de rigidez dinámica en la que se incluye tanto masa como rigidez ($[S^\infty(\omega)] = [[K_D^\infty] - \omega^2 [M^\infty]]$); el subíndice *D* indica que ésta está afectada del término complejo que representa el amortiguamiento histerético-lineal ya definido en el *Capítulo 3*.
- *Fuerzas equivalentes de interacción*: son aquellas que se generarían en la interfaz entre la región central del modelo y el *Borde Transmisor* como consecuencia de la acción sísmica que también sufre éste último en la base ($\{F^\infty(\omega)\}$).

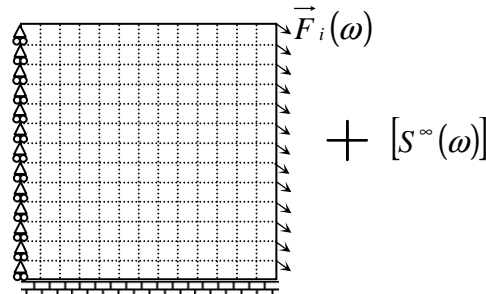


Figura 5.2. Núcleo central de elementos finitos + Condiciones de contorno + Fuerzas equivalentes + Matriz de rigidez del contorno

Tanto la matriz de rigidez dinámica del contorno, como el vector de fuerzas equivalentes, se calculan con la *Técnica de Clonación* como se detallará en el siguiente apartado.

Con todo esto, el modelo numérico final sería análogo al representado en la *Figura 5.3*, donde el *Borde Transmisor* realmente tiene una longitud finita, pero a la vez elevada, la cual se consigue con pocos ciclos de clonación, y que junto con un amortiguamiento interno en el mismo, produce una absorción efectiva de las ondas

reflejadas en la región central del modelo numérico, evitando cualquier tipo de reflexión (condición de radiación de *Sommerfeld*).

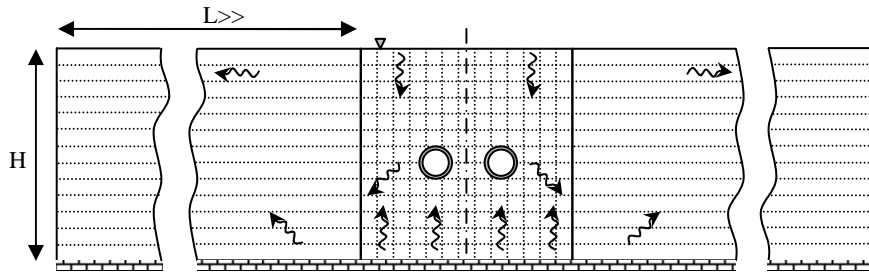


Figura 5.3. Modelo numérico: región central (suelo y túneles gemelos) y Borde Clonado

Para la elaboración de este borde, y dado que la parte central del modelo se define con elementos isoparamétricos de 8 nodos, se emplean elementos isoparamétricos de 6 nodos como los de la *Figura 5.4*, cuadráticos en dirección vertical y lineales en dirección horizontal, los cuales, mediante clonación, darán lugar a esos “hiperelementos” ya comentados, conservando la precisión de los elementos individuales que los componen.

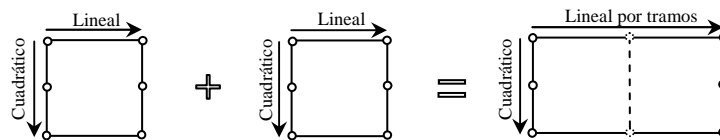


Figura 5.4. Hiper elemento lineal por tramos

El proceso para la elaboración de un modelo numérico como el de la *Figura 5.3* consta de las siguientes fases:

- Cálculo y ensamblaje de la matriz de rigidez dinámica del núcleo central del modelo, asignando diferentes propiedades al suelo y al revestimiento de los túneles en el caso que los hubiera.
- Imposición de los desplazamientos derivados del acelerograma en la base del modelo, así como las condiciones de contorno (simetría/antimetría) en el contorno lateral que corresponda.

- Cálculo de la matriz de rigidez dinámica del *Borde Clonado*, así como de las fuerzas equivalentes debidas al movimiento en la base, para ello se procede del siguiente modo:
 - Cálculo de las matrices de rigidez dinámica de los elementos individuales de una columna y ensamblaje de las mismas para la obtención de la matriz de rigidez dinámica de dicha columna.
 - Cálculo de las fuerzas equivalentes en los contornos laterales de la columna debidas al movimiento sísmico de la base.
 - Modificación de la matriz de rigidez dinámica de la columna de elementos por el movimiento sísmico de la base.
 - Modificación del vector de fuerzas equivalentes por el movimiento sísmico de la base.
 - Clonación de las matrices de rigidez dinámicas de un par de columnas de elementos tantas veces como se desee, eliminando los nodos comunes centrales de las columnas mediante condensación.
- Ensamblaje de la matriz de rigidez dinámica del *Borde Clonado* a la matriz de rigidez dinámica global de la región central.
- Imposición, en los nodos laterales del modelo, del vector de fuerzas equivalentes.
- Solución del sistema de ecuaciones para cada frecuencia del análisis de *Fourier*.

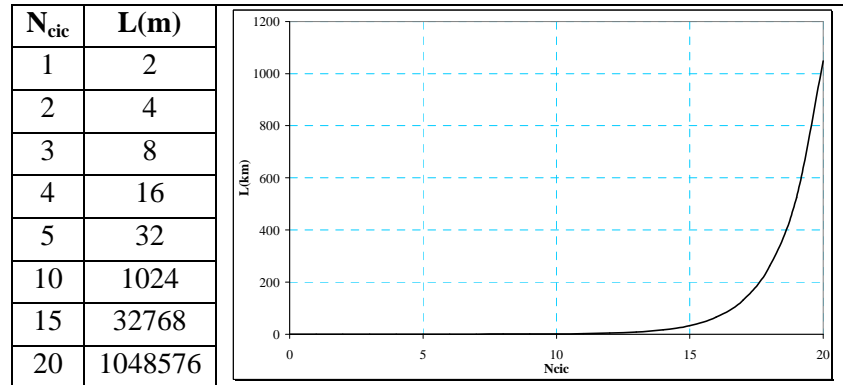
Gracias a esta técnica, con pocos ciclos de clonación, se puede conseguir un elemento de una gran longitud, dada por la *Ecuación 5.2*.

$$\Delta x + \Delta x \rightarrow 2 \cdot \Delta x + 2 \cdot \Delta x \rightarrow 4 \cdot \Delta x + 4 \cdot \Delta x \rightarrow 8 \cdot \Delta x \dots \rightarrow 2^{N_{cic}} \cdot \Delta x \quad (5.2)$$

Por ejemplo, dado un tamaño característico del elemento en dirección horizontal de $\Delta x = 1 \text{ m}$, entonces la longitud del borde sería, en función del número de ciclos de

clonación, la que aparece en la *Tabla 5.1*, donde se aprecia el crecimiento potencial de dicha longitud.

Tabla 5.1. Longitud del borde en función del número de ciclos de clonación



Si bien con *15 ciclos* de clonación ya se estaría modelando una región lo suficientemente amplia como para lograr una absorción efectiva de las ondas, la verdadera comprobación de la longitud necesaria, así como de que realmente se produce una absorción de las ondas, es que las matrices de interacción (matrices fuera de la diagonal de la matriz global del borde), se hacen nulas siempre que el amortiguamiento interno sea distinto de cero, lo que significa que la excitación en el lado del contorno unida a la región central del modelo, no da lugar a movimiento en el otro extremo del mismo, con lo que la absorción de energía es eficaz.

5.2.3. Cálculo de la matriz de rigidez dinámica del *Borde Clonado* y del vector de fuerzas equivalentes

Los pasos para el cálculo de la matriz de rigidez dinámica del *Borde Clonado*, así como del vector de fuerzas equivalentes, se detallan a continuación:

Nota: en adelante, la notación para matrices y submatrices vendrá dada por $[]$, la notación para vectores por $\{ \}$, y todos los términos de matrices, submatrices y vectores, serán complejos y dependientes de la frecuencia angular ω .

- *Cálculo de la matriz de rigidez dinámica de un elemento individual:* mediante integración numérica con los conceptos del *FEM*, se calcula la matriz de rigidez dinámica de un elemento individual isoparamétrico de 6 nodos.

$$[S] = \begin{bmatrix} [S_{11}] & [S_{12}] \\ [S_{21}] & [S_{22}] \end{bmatrix}_{12 \times 12} \quad (5.3)$$

- *Ensamblaje de la matriz de rigidez dinámica de una columna de elementos:* una vez calculadas, las matrices de rigidez dinámica de cada elemento de la columna se ensamblan en una sola matriz, cuyas cuatro submatrices serán diagonales.

$$[S^C] = \begin{bmatrix} [S_{11}^C] & [S_{12}^C] \\ [S_{21}^C] & [S_{22}^C] \end{bmatrix}_{4 \cdot (2 \cdot n + 1) \times 4 \cdot (2 \cdot n + 1)} =$$

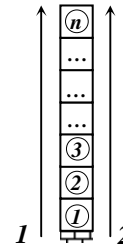
$$= \begin{bmatrix} \boxed{} & \boxed{} & & \boxed{} & & \boxed{} \\ & \boxed{} & & \boxed{} & & \boxed{} \\ & & \boxed{} & & & \boxed{} \\ & & & \boxed{} & & \boxed{} \\ & & & & \boxed{} & \boxed{} \\ & & & & & \boxed{} \end{bmatrix} \quad (5.4)$$

donde la numeración de los nodos viene dada por:

1: nodos del lado izquierdo.

2: nodos del lado derecho.

n : número de elementos finitos en la columna.



- *Cálculo de las fuerzas equivalentes en los contornos debidas al movimiento de la base:* para el cálculo del vector de fuerzas equivalentes ya citado, se emplea la matriz de rigidez dinámica de la columna de elementos, suponiendo que la base sufre un desplazamiento unitario para cada frecuencia de estudio, y restringiendo el movimiento de todos los demás grados de libertad, se obtienen los vectores de fuerzas equivalentes en ambos lados de la columna.

$$\begin{cases} \{P_1(i)\} \\ \{P_2(i)\} \end{cases} = - \begin{cases} \{S_{11}^C(i, j)\} + \{S_{12}^C(i, j)\} \\ \{S_{21}^C(i, j)\} + \{S_{22}^C(i, j)\} \end{cases} \quad \begin{matrix} i = 1, \dots, 2 \cdot (2 \cdot n + 1) \\ \begin{cases} j = 1 \text{ Ondas corte} \\ j = 2 \text{ Ondas compresión} \end{cases} \end{matrix} \quad (5.5)$$

Siendo:

$\{P_1(i)\}$: Vector de fuerzas equivalentes en el lado izquierdo.

$\{P_2(i)\}$: Vector de fuerzas equivalentes en el lado derecho.

- *Modificación de la matriz de rigidez dinámica de la columna de elementos:* una vez extraídos los vectores de fuerzas equivalentes, la matriz de rigidez dinámica de la columna ha de ser modificada como sigue:

$$\begin{aligned} [S^C] &= \begin{bmatrix} [S_{11}^C] & [S_{12}^C] \\ [S_{21}^C] & [S_{22}^C] \end{bmatrix} = \\ &= \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & & & & 0 & 0 & & & \\ \dots & \dots & & & & \dots & \dots & & & \\ 0 & 0 & & & & 0 & 0 & & & \\ \hline 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & & & & 0 & 0 & & & \\ \dots & \dots & & & & 0 & 0 & & & \\ 0 & 0 & & & & 0 & 0 & & & \end{bmatrix}_{4 \cdot (2 \cdot n + 1) \times 4 \cdot (2 \cdot n + 1)} \quad (5.6) \end{aligned}$$

- *Modificación del vector de fuerzas equivalentes:* y para que el sistema esté en equilibrio, los vectores de fuerzas equivalentes han de ser modificados en sus dos primeros términos del siguiente modo:

$$\begin{aligned} \text{Ondas corte} \begin{cases} \{P_1(1)\} = 1 \\ \{P_2(1)\} = 1 \\ \{P_1(2)\} = 0 \\ \{P_2(2)\} = 0 \end{cases} & \quad \text{Ondas compresión} \begin{cases} \{P_1(1)\} = 0 \\ \{P_2(1)\} = 0 \\ \{P_1(2)\} = 1 \\ \{P_2(2)\} = 1 \end{cases} \quad (5.7) \end{aligned}$$

- *Procedimiento de clonación:* definidos y modificados tanto la matriz de rigidez dinámica como los vectores de fuerzas equivalentes de una columna de elementos, el siguiente paso es proceder a aplicar la *Técnica de Clonación*, uniendo columnas similares de elementos, y eliminando los nodos intermedios comunes como se explica a continuación.

Sean dos columnas similares de elementos como las de la *Figura 5.5* que se ensamblan, dando lugar a una matriz de rigidez dinámica del conjunto.

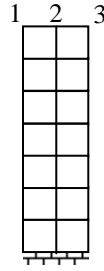


Figura 5.5. Ensamblaje de dos columnas idénticas de elementos

El objetivo es condensar las dos columnas, eliminando los nodos comunes centrales (columna de nodos 2), para ello se parte de la ecuación de equilibrio dinámico de ese sistema (*Ecuación 5.8*), donde ya están ensambladas las matrices de rigidez de cada columna.

$$\begin{bmatrix} [S_{11}^c] & [S_{12}^c] & [0] \\ [S_{21}^c] & [S_{22}^c] + [S_{11}^c] & [S_{12}^c] \\ [0] & [S_{21}^c] & [S_{22}^c] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{U_1\} \\ \{U_2\} \\ \{U_3\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_1\} \\ \{F_2\} \\ \{F_3\} \end{Bmatrix} \quad (5.8)$$

Los vectores de fuerzas que aparecen en la *Ecuación 5.8*, se corresponden con:

$$\begin{Bmatrix} \{F_1\} \\ \{F_2\} \\ \{F_3\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{P_1\} \\ \{P_1\} + \{P_2\} \\ \{P_2\} \end{Bmatrix} \quad (5.9)$$

De este modo, se puede expresar el vector de desplazamientos de la columna de nodos 2 en función de los vectores desplazamiento de las otras dos columnas como:

$$\{P_1\} + \{P_2\} = [S_{21}^C]\{U_1\} + [S_{11}^C] + [S_{22}^C]\{U_2\} + [S_{12}^C]\{U_3\} \quad (5.10)$$

y, despejando:

$$\{U_2\} = \frac{\{P_1\} + \{P_2\} - [S_{21}^C]\{U_1\} - [S_{12}^C]\{U_3\}}{[S_{11}^C] + [S_{22}^C]} \quad (5.11)$$

Una vez que se han expresado los desplazamientos de la columna central de nodos en función de los de las otras dos columnas, se puede proceder a la eliminación de los nodos de aquella, quedando la *Ecuación 5.8* como:

$$\begin{bmatrix} [S_{11}^C] - \frac{[S_{12}^C][S_{21}^C]}{[S_{11}^C] + [S_{22}^C]} & -\frac{[S_{12}^C][S_{22}^C]}{[S_{11}^C] + [S_{22}^C]} \\ -\frac{[S_{21}^C][S_{21}^C]}{[S_{11}^C] + [S_{22}^C]} & [S_{22}^C] - \frac{[S_{21}^C][S_{12}^C]}{[S_{11}^C] + [S_{22}^C]} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{U_1\} \\ \{U_3\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{P_1\} - \frac{[S_{12}^C]\{\{P_1\} + \{P_2\}\}}{[S_{11}^C] + [S_{22}^C]} \\ \{P_2\} - \frac{[S_{21}^C]\{\{P_1\} + \{P_2\}\}}{[S_{11}^C] + [S_{22}^C]} \end{Bmatrix} \quad (5.12)$$

De esta manera, se llega a la matriz de rigidez de una columna de elementos como la de la *Figura 5.4*, pero sin la columna de nodos centrales. Repitiendo este proceso tantas veces como sea necesario, se consigue una matriz de rigidez dinámica de una columna de “hiperelementos” que conservan la precisión de los elementos individuales a partir de los que se forman. Además, gracias al amortiguamiento interno considerado, las submatrices fuera de la diagonal se hacen nulas para un número de ciclos de clonación suficientemente alto, es decir, se consigue así representar la infinitud del medio debido a que las acciones en el contorno izquierdo no generan reacciones en el contorno derecho, y viceversa.

$$\begin{bmatrix} [\tilde{S}_{11}] & 0 \\ 0 & [\tilde{S}_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{U_1\} \\ \{U_2\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{R_1\} \\ \{R_2\} \end{Bmatrix} \quad (5.13)$$

donde:

1 y 2: lados izquierdo y derecho, respectivamente, del *Borde Clonado*.

$[\tilde{S}_{ii}]$: submatrices de rigidez del *Borde Clonado* tras varios ciclos de clonación.

$\{R_i\}$: vectores de fuerzas equivalentes tras varios ciclos de clonación.

5.3. Subrutinas del código

Expuesta la *Técnica de Clonación* para la obtención de la matriz de rigidez dinámica del contorno infinito, así como el vector de fuerzas equivalentes, se pasan a detallar las subrutinas empleadas en el código, exponiendo un árbol simplificado de las mismas (*Figura 5.6*).

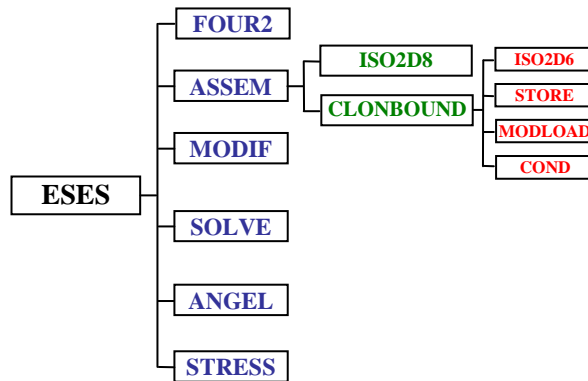


Figura 5.6. Árbol simplificado de subrutinas del código ESES

A pesar de ser el árbol completo de subrutinas más extenso del que aquí se muestra, se expone éste simplificado para detallar las más importantes empleadas; todas ellas se clasifican y describen a continuación.

- *Subrutinas elementales del código de elementos finitos:*
 - *ASSEM*: ensambla la matriz de rigidez dinámica del modelo numérico para cada frecuencia, haciendo uso de elementos isoparámetros de 8 nodos (*ISO2D8*), para la región central del modelo. Así mismo ensambla la matriz de rigidez dinámica del *Borde Clonado*.
 - *MODIF*: modifica el sistema de ecuaciones por las condiciones de contorno (desplazamientos en la base y desplazamientos impedidos).
 - *SOLVE*: resuelve el sistema de ecuaciones para cada frecuencia, obteniendo la solución de desplazamientos.
- *Subrutinas de elaboración del borde por la Técnica de Clonación:*

- *CLONBOUND*: forma la matriz de rigidez dinámica del contorno, así como el vector de fuerzas equivalentes, haciendo uso de la *Técnica de Clonación*.
- *ISO2D6*: calcula la matriz de rigidez dinámica de un elemento cuadrilátero isoparamétrico de 6 nodos.
- *STORE*: ensambla la matriz de rigidez dinámica de una columna de elementos.
- *MODLOAD*: modifica la matriz de rigidez dinámica del contorno para tener en cuenta los desplazamientos en la base debidos al acelerograma.
- *COND*: condensa, dos a dos, columnas de elementos mediante la *Técnica de Clonación*.
- *Subrutinas de post-proceso*:
 - *STRESS*: calcula las tensiones en el *Punto de Gauss* central de los elementos finitos deseados, a partir de la solución de desplazamientos, y las ecuaciones constitutivas.
 - *ANGEL*: calcula los esfuerzos axiales, cortantes y flectores, en cada uno de los elementos finitos del revestimiento para cada instante de tiempo.
- *Subrutinas auxiliares*:
 - *FOUR2*: permite realizar una transformada rápida de *Fourier* (*FFT*), así como también la antitransformada correspondiente (*AFFT*) de cualquier serie temporal de datos que se maneje.
 - *COPY*: copia una matriz en otra de iguales dimensiones
 - *ADD*: suma dos matrices.
 - *MTMUL*: lleva a cabo la multiplicación de dos matrices de términos complejos a la que resta otra matriz también compleja.

- *PSMULT*: realiza una pseudo-multiplicación de dos matrices de términos complejos.
- *PSINV*: realiza una pseudo-inversión de una matriz de términos complejos.

5.4. Procedimiento de integración numérica de las tensiones para la obtención de los esfuerzos en el revestimiento de los túneles

Dado que todos los códigos *FEM* empleados en esta investigación modelan las estructuras, por simplicidad, con elementos tipo viga, y el código *ESES* emplea elementos finitos de 8 nodos, una forma de comparar resultados es a través de los esfuerzos axiales, cortantes y flectores que aparecen en los elementos que definen el revestimiento de los túneles.

Sin embargo, para hacer esta comparación, se hace preciso un procedimiento que permita obtener los esfuerzos en cada uno de los elementos del revestimiento, partiendo de la solución nodal de desplazamientos en cada instante de tiempo. El procedimiento desarrollado en esta *Tesis* para la obtención de los esfuerzos se describe a continuación:

Partiendo de la solución nodal de desplazamientos en cada instante de tiempo, se calculan los mismos en los *Puntos de Gauss* de cada uno de los elementos que definen el revestimiento según la *Ecuación 5.14*.

$$\begin{aligned} u_j^i &= \sum_{k=1}^8 N_k(\xi_j, \eta_j) u_k^i \\ v_j^i &= \sum_{k=1}^8 N_k(\xi_j, \eta_j) v_k^i \end{aligned} \tag{5.14}$$

donde:

i : instante de tiempo ($i = 1, \dots, n \cdot \Delta t$)

j : *Punto de Gauss* del elemento del revestimiento en estudio ($j = 1, 2, \dots, 9$).

k : nodos del elemento del revestimiento ($k = 1, 2, \dots, 8$)

Una vez calculados dichos desplazamientos, el siguiente paso es obtener el campo de deformaciones en los *Puntos de Gauss* de los elementos del revestimiento, como se muestra en la *Ecuación 5.15*.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}_j^i = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u_j^i}{\partial x} \\ \frac{\partial v_j^i}{\partial y} \\ \frac{\partial u_j^i}{\partial y} + \frac{\partial v_j^i}{\partial x} \end{Bmatrix} \approx \begin{Bmatrix} \sum_{k=1}^8 u_j^i \cdot \frac{\partial N_k(\xi_j, \eta_j)}{\partial x} \\ \sum_{k=1}^8 v_j^i \cdot \frac{\partial N_k(\xi_j, \eta_j)}{\partial y} \\ \sum_{k=1}^8 u_j^i \cdot \frac{\partial N_k(\xi_j, \eta_j)}{\partial y} + \sum_{k=1}^8 v_j^i \cdot \frac{\partial N_k(\xi_j, \eta_j)}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad (5.15)$$

Mediante el uso de las ecuaciones constitutivas de los elementos del revestimiento, en los cuales se asume un comportamiento isótropo elástico-lineal, así como un estado de deformación plana, se obtienen las tensiones en ejes globales, también en los *Puntos de Gauss* de los elementos del revestimiento en cada instante de tiempo.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}_j^i = \frac{E \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1 - \nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1 - \nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}_j^i \quad (5.16)$$

El siguiente paso, antes de proceder con la integración numérica de las tensiones, consiste en transformar éstas de ejes globales cartesianos, a unos ejes locales polares, con origen en el centro del túnel, para así obtener las tensiones en coordenadas polares.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}_j^i = \begin{bmatrix} \cos^2(\theta) & \sin^2(\theta) & 2 \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) \\ \sin^2(\theta) & \cos^2(\theta) & -2 \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) \\ -\sin(\theta) \cdot \cos(\theta) & \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) & \cos^2(\theta) - \sin^2(\theta) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \tau_{r\theta} \end{Bmatrix}_j^i \quad (5.17)$$

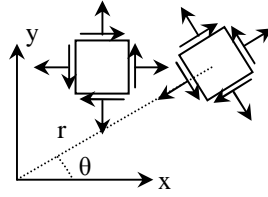


Figura 5.7. Representación de la transformación de tensiones

Una vez obtenidas las tensiones normales circunferenciales en cada instante de tiempo, en los *Puntos de Gauss* de cada elemento, se integran a lo largo del espesor del revestimiento para la obtención de los esfuerzos. Para ello se definen dicho elementos como se muestra en la *Figura 5.8*, de tal manera que la integración se haga siempre en tres secciones:

- Sección 1: 1-2-3
- Sección 2: 4-5-6
- Sección 3: 7-8-9

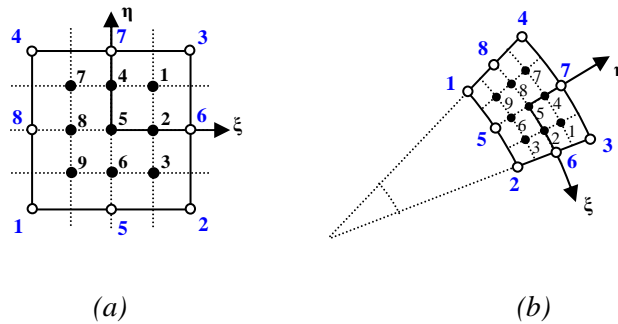


Figura 5.8. Definición de un elemento del revestimiento en ejes locales (a) y globales (b)

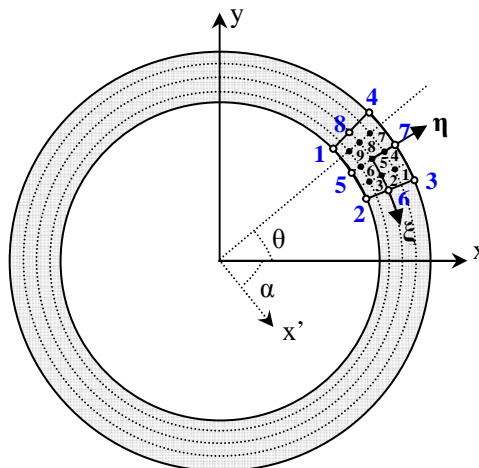


Figura 5.9. Definición del revestimiento para la obtención de los esfuerzos

Para la integración de las tensiones, se realiza el siguiente desarrollo matemático:

Sea un elemento del revestimiento del túnel como el de la *Figura 5.8 (b)*, en el cual se desea hacer una integración de las tensiones circunferenciales para la obtención de los esfuerzos; dicha integración se hace según las tres secciones de *Puntos de Gauss* previamente definidas, cada una de las cuales vendrá definida por: $\xi = \bar{\xi}$. La integral que se busca, de la cual se obtiene el esfuerzo axil circunferencial, viene dada por la *Ecuación 5.18*.

$$N = \int_{-e/2}^{e/2} \sigma_{\theta} \cdot ds \quad (5.18)$$

siendo:

$$ds = \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2}$$

e : espesor del revestimiento de los túneles

Por definición:

$$\begin{cases} dx = \frac{\partial x}{\partial \xi} d\xi + \frac{\partial x}{\partial \eta} d\eta = \frac{\partial x}{\partial \eta} d\eta \approx \sum_{k=1}^8 x_k \cdot \frac{\partial N_k(\bar{\xi}, \eta)}{\partial \eta} d\eta \\ dy = \frac{\partial y}{\partial \xi} d\xi + \frac{\partial y}{\partial \eta} d\eta = \frac{\partial y}{\partial \eta} d\eta \approx \sum_{k=1}^8 y_k \cdot \frac{\partial N_k(\bar{\xi}, \eta)}{\partial \eta} d\eta \end{cases} \quad (5.19)$$

$\xi = \bar{\xi} = cte. \uparrow$

Sustituyendo la *Ecuación 5.19* en la definición del diferencial de longitud, se llega a:

$$ds = \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2} \approx \sqrt{\left(\sum_{k=1}^8 x_k \cdot \frac{\partial N_k(\bar{\xi}, \eta)}{\partial \eta} \right)^2 + \left(\sum_{k=1}^8 y_k \cdot \frac{\partial N_k(\bar{\xi}, \eta)}{\partial \eta} \right)^2} \cdot d\eta \quad (5.20)$$

De tal manera que el radicando, es lo que reemplaza al *Jacobiano* de una integración como la que en este caso se necesita. Continuando con el desarrollo, se sustituye la *Ecuación 5.20* en la *Ecuación 5.18*, resultando:

$$N = \int_{-e/2}^{e/2} \sigma_{\theta} \cdot ds \approx \int_{-1}^1 \sigma_{\theta} \cdot \sqrt{\left(\sum_{k=1}^8 x_k \cdot \frac{\partial N_k(\bar{\xi}, \eta)}{\partial \eta} \right)^2 + \left(\sum_{k=1}^8 y_k \cdot \frac{\partial N_k(\bar{\xi}, \eta)}{\partial \eta} \right)^2} \cdot d\eta \quad (5.21)$$

Para realizar la integración numérica, se sustituye la integral por un sumatorio en los *Puntos de Gauss*, teniendo en cuenta los pesos.

$$N \approx \sum_{j=1}^3 R_j \cdot \sigma_{\theta}(\bar{\xi}, \eta_j) \cdot \sqrt{\left(\sum_{k=1}^8 x_k \cdot \frac{\partial N_k(\bar{\xi}, \eta_j)}{\partial \eta} \right)^2 + \left(\sum_{k=1}^8 y_k \cdot \frac{\partial N_k(\bar{\xi}, \eta_j)}{\partial \eta} \right)^2} \quad (5.22)$$

Para el caso del esfuerzo cortante, la situación es análoga, sólo que tomando la tensión tangencial en lugar de la normal a la sección:

$$Q \approx \sum_{j=1}^3 R_j \cdot \tau_{r\theta}(\bar{\xi}, \eta_j) \cdot \sqrt{\left(\sum_{k=1}^8 x_k \cdot \frac{\partial N_k(\bar{\xi}, \eta_j)}{\partial \eta} \right)^2 + \left(\sum_{k=1}^8 y_k \cdot \frac{\partial N_k(\bar{\xi}, \eta_j)}{\partial \eta} \right)^2} \quad (5.23)$$

Y por último, para el momento flector, se integra la tensión normal como en el caso del esfuerzo axil, pero en este caso solamente se toman los puntos por encima y por debajo de la línea neutra, debido a que el *Punto de Gauss* correspondiente a $j=2$ no aporta momento flector.

$$M \approx \sum_{j=1,3} R_j \cdot \sigma_{\theta}(\bar{\xi}, \eta_j) \cdot \frac{e}{2} \cdot \sqrt{\left(\sum_{k=1}^8 x_k \cdot \frac{\partial N_k(\bar{\xi}, \eta_j)}{\partial \eta} \right)^2 + \left(\sum_{k=1}^8 y_k \cdot \frac{\partial N_k(\bar{\xi}, \eta_j)}{\partial \eta} \right)^2} \quad (5.24)$$

Con todo este desarrollo se calculan, automáticamente, los esfuerzos en los elementos del revestimiento de los túneles en cada instante de tiempo y, además, en tres secciones diferentes en cada elemento.

5.5. Verificación del código

Una vez programados todos los conceptos expuestos para la aplicación de la *Técnica de Clonación* habiéndose desarrollado un nuevo código *FEM*, se hace precisa la verificación del mismo mediante la comparación de los resultados que proporciona en casos simples de los que se conoce su solución numérica o analítica, por ello, en los siguientes apartados hasta la finalización de este capítulo, se exponen 6 ejemplos que dan debida cuenta, tanto de la bondad del *Borde Clonado*, como de toda la programación asociada al código. En el *Capítulo 6* también se cotejará esta bondad en cuanto a que ofrece resultados similares a los de otros códigos.

5.5.1. Frecuencias naturales de un estrato elástico-lineal de propiedades homogéneas sin y con túneles

Analíticamente se conocen las frecuencias propias de un estrato de propiedades homogéneas y con un comportamiento elástico-lineal que descansa sobre una base rocosa infinitamente más rígida (Kramer [48]), por lo que se puede verificar la bondad del código y del *Borde Clonado* mediante una comparación analítico-numérica de dichas frecuencias, tanto con ondas de corte, como con ondas de compresión.

Por tanto, si se define un modelo numérico de *Campo-Libre* de propiedades homogéneas y comportamiento elástico-lineal, se pueden obtener numéricamente, con el código *ESES*, las dos primeras frecuencias propias como se muestra en la *Tabla 5.2*.

Tabla 5.2. Frecuencias propias del sistema de *Campo-Libre* con el *Borde Clonado*
($V_S=650$ m/s, $V_P=1126$ m/s, $D=5$ %, $H=40$ m)

# f_i	Teóricas	10 ciclos ($L=1024$ m)	15 ciclos ($L=32768$ m)	20 ciclos ($L=1048576$ m)
Ondas de corte (Hz)				
1	4,063	4,053	4,077	4,053
2	12,188	12,207	12,207	12,207
Ondas de compresión (Hz)				
1	7,036	7,056	7,056	7,056
2	21,109	21,143	21,143	21,143

Con la tabla anterior se demuestra la bondad de la programación del código, en cuanto a que es capaz de extraer las frecuencias propias del sistema tratado con muy poco error. Por ejemplo, con 15 ciclos de clonación, habiéndose escogido un tamaño elemental de malla de 2 m y para el borde de 1 m en dirección horizontal, el comportamiento de éste es muy satisfactorio.

Además, si el código es capaz de extraer las frecuencias naturales de un estrato de propiedades uniformes, se podrá dar también por buena la solución de un sistema con estructuras en su interior de propiedades diferentes a las del estrato, de lo cual resulta también interesante ver la influencia de las mismas, supuestas de sección monolítica circular, en las frecuencias naturales, así como las dimensiones de la estructura relativas a la altura del estrato, como se recoge en la *Tabla 5.3*.

Tabla 5.3. Frecuencias propias asumiendo túneles de 8 m de diámetro medio y distanciados entre sí 12 m cuando corresponda ($V_S=650$ m/s, $V_P=1126$ m/s, $D=5$ %, $H=20-40$ m)

	<i>Ondas de corte</i>		<i>Ondas de compresión</i>	
	$f_1(\text{Hz})$	$f_2(\text{Hz})$	$f_1(\text{Hz})$	$f_2(\text{Hz})$
<i>Campo-Libre</i>	4,077	12,207	7,056	21,143
<i>H/D=5 (1 túnel)</i>	4,077	12,183	7,031	21,143
<i>H/D=5 (2 túneles)</i>	4,053	12,158	7,031	21,143
<i>H/D=2,5 (1 túnel)</i>	8,130	24,219	14,062	42,407
<i>H/D=2,5 (2 túneles)</i>	8,105	24,292	14,087	43,237

Observando los valores numéricos de las 2 primeras frecuencias propias se deduce que, si el diámetro de los túneles es bastante inferior a la altura del estrato ($H/D>5$), aquellos apenas modifican dichas frecuencias respecto a las del sistema de *Campo Libre*, ya sea con uno o con dos túneles gemelos; mientras que si las dimensiones de la estructura son comparables a las del estrato, el efecto es favorable al duplicar el valor de las frecuencias propias, alejándolas así de las características de un sismo.

5.5.2. Dependencia del DLF_{max} con el amortiguamiento

Otra comprobación que permite verificar la bondad del código y del borde es la variación con la fracción de amortiguamiento interno, del *Factor de Amplificación Dinámica Máximo* (DLF_{max}), definido como el cociente entre la máxima respuesta en superficie y la excitación impuesta en la base.

Si se hace la analogía del sistema de *Campo-Libre* con un sistema de 1 grado de libertad (masa-resorte-amortiguador), se debería obtener una menor amplificación dinámica cuanto mayor es el amortiguamiento (Kramer [48]), por lo que llevando a cabo las simulaciones de aquel sistema, del que se conoce su frecuencia natural, a dicha frecuencia se debe observar claramente esa reducción de la amplificación dinámica con el incremento del amortiguamiento interno (si por ejemplo este último se varía entre 5-25 %).

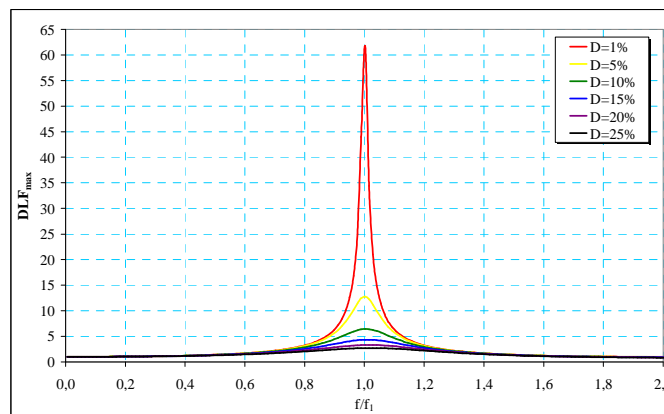


Figura 5.10. DLF_{max} vs. Frecuencia natural normalizada para varios amortiguamientos

Como se aprecia en la *Figura 5.10*, el código refleja perfectamente la tendencia explicada, lo cual pone de nuevo de manifiesto el correcto funcionamiento del código *ESES*.

5.5.3. Comparación tenso-deformacional con el código *FLUSH*

Hasta ahora se ha visto que el código *ESES* aporta buenos resultados en cuanto a frecuencias naturales y factor de amplificación dinámica, sin embargo surge la duda de si el código es capaz de estimar correctamente el estado tenso-deformacional en cualquier punto del modelo.

Para ello se puede hacer una comprobación calculando las deformaciones máximas en un modelo de *Campo-Libre*, y comparándolas con las calculadas por el código *FLUSH* (Figura 5.11), poniendo así a prueba también la subrutina *STRESS* desarrollada en esta *Tesis*.

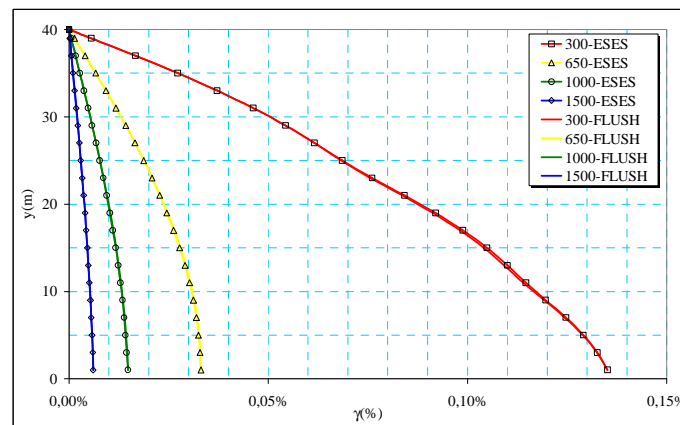


Figura 5.11. Deformaciones máximas en la condición de *Campo-Libre* ($D=5\%$)

Como se aprecia en la anterior figura, las desviaciones máximas entre los resultados de ambos códigos son ínfimas ($0,75\%$), lo cual reitera la bondad del código *ESES*, así como de la subrutina de cálculo tenso-deformacional *STRESS*.

5.5.4. Comprobación de la exactitud del borde: distancia a las estructuras

Si el *Borde Clonado* reproduce con exactitud la parte del medio semi-infinita, y se considera un comportamiento elástico-lineal, entonces no debería influir la distancia a la que se sitúa el mismo respecto a las estructuras.

Para llevar a cabo esta comprobación, se verifican los máximos esfuerzos axiles circunferenciales que se producen en un par de túneles gemelos de radio medio $R=4\text{ m}$, separados $3R$, y embebidos en un estrato de $V_s=650\text{ m/s}$, y altura $H=40\text{ m}$, que descansa sobre una base rígida, en el cual los túneles se encuentran situados a mitad de profundidad del estrato. Para uno de los casos se supondrá el borde a una distancia del eje de la estructura al borde de $1,5R$, mientras que para el otro, será de $3R$. Para ello se excita el sistema en la base con un acelerograma artificial de amplitud $a_{m\acute{a}x}=0,15g$.

Tabla 5.4. Verificación de la distancia del borde a las estructuras ($V_s=650\text{ m/s}$)

	<i>1,5R</i>	<i>3R</i>
<i>N_{max}(kN/m)</i>	1047,721	1042,356
<i>Diferencia (%)</i>	0,5	

Como se muestra en la anterior tabla, la diferencia es tan sólo del 0,5 %, algo totalmente despreciable, por lo que en cualquier estudio elástico-lineal, siempre se situará el borde lo más próximo a las estructuras, para reducir la carga computacional del modelo, y por consiguiente, los tiempos de cálculo.

5.5.5. Aplicación del *Borde Clonado* a problemas estáticos: Estrato con carga puntual (Poulos (1974))

Si bien ya se han realizado las comprobaciones básicas en cuanto a la bondad del *Borde Clonado* en régimen dinámico, resulta interesante también verificar la aplicabilidad del mismo a casos puramente estáticos, como puede ser el tratado en este apartado, donde se considera un estrato que descansa sobre una base rocosa, infinitamente más rígida, el cual está sometido a la acción de una carga puntual por unidad de longitud fuera del plano como se muestra en la *Figura 5.12*.

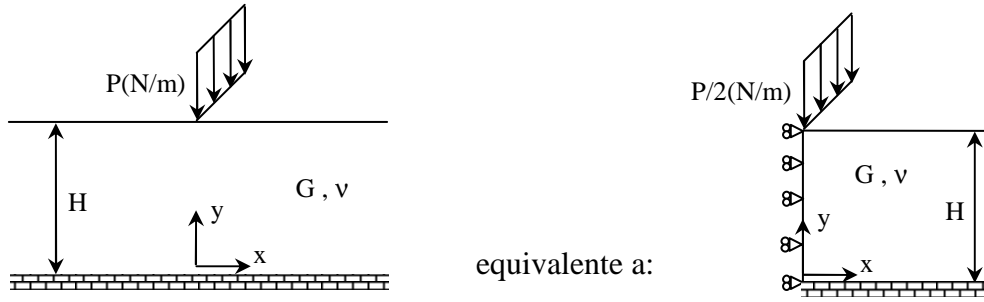


Figura 5.12. Estrato sobre base rocosa bajo la acción de una carga de amplitud constante

Bajo la hipótesis de comportamiento elástico lineal del estrato (de propiedades elásticas G y ν), en este problema de deformación plana se puede expresar el campo de tensiones y desplazamientos en el interior del estrato (Poulos [74]), de la siguiente forma:

$$u_x = \frac{P}{\pi \cdot E} \cdot I_x \left(\frac{x}{H}, \frac{y}{H}, \nu \right) \quad (5.25)$$

$$u_y = \frac{P}{\pi \cdot E} \cdot I_y \left(\frac{x}{H}, \frac{y}{H}, \nu \right) \quad (5.26)$$

$$\sigma_y = \frac{P}{\pi \cdot H} \cdot I_s \left(\frac{x}{H}, \frac{y}{H}, \nu \right) \quad (5.27)$$

$$\tau_{xy} = \frac{P}{\pi \cdot H} \cdot I_t \left(\frac{x}{H}, \frac{y}{H}, \nu \right) \quad (5.28)$$

donde:

I_x, I_y, I_s, I_t funciones dependientes de la posición relativa (x/H e y/H) del punto considerado, y del coeficiente de Poisson del estrato (ν).

Así por tanto, si se supone $\nu=0,2$ se pueden obtener los valores de estas cuatro funciones del trabajo de Poulos [74] centrándose, por ejemplo, en los puntos situados a una altura relativa de $y/H=0,1$ para las tensiones, y en los puntos en superficie para los desplazamientos.

Realizando las simulaciones oportunas a un estrato de altura $H=10\text{ m}$, y tomando dos tamaños característicos de elemento ($20\% H$ y $5\% H$), se obtienen las curvas de las

Figura 5.13 (a), (b), (c) y (d) dando así debida cuenta de la bondad del *Borde Clonado* en casos puramente estáticos.

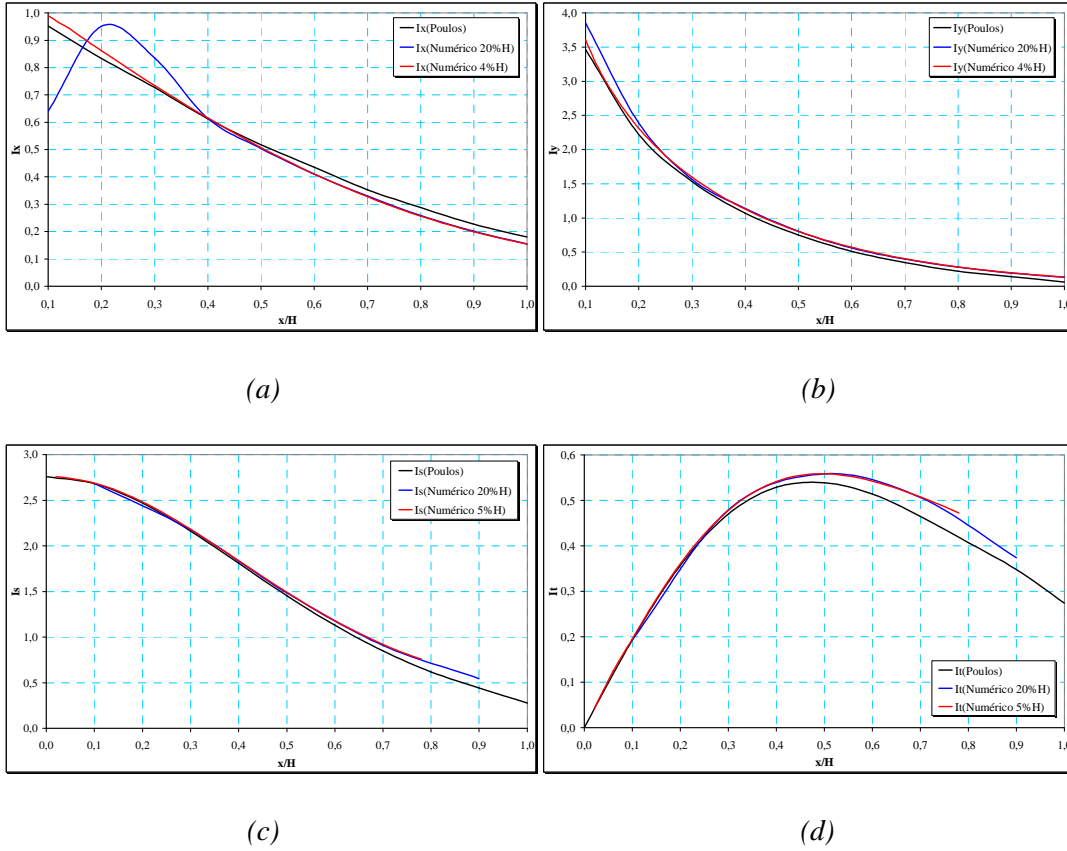


Figura 5.13. Funciones analíticas y numéricas para los desplazamientos horizontales (a), verticales (b), tensiones normales verticales (c) y tensiones tangenciales en el plano (d)

Con las figuras anteriores queda demostrado el buen comportamiento del *Borde Clonado* en casos estáticos, pudiéndose despreciar los resultados en el caso en el que el tamaño del elemento finito es del 20 % H por ser éste demasiado grande.

5.5.6. Aplicación del *Borde Clonado* al problema de vibración de máquinas (Gazetas y Roesset (1979); Tassoulas y Kausel (1983); Navarro (1987))

Como último estudio se propone la aplicación de este borde desarrollado al problema de vibración de máquinas, en el cual se supone la situación de una máquina giratoria anclada a una cimentación infinitamente más rígida que el estrato sobre el que descansa el cual yace, a su vez, sobre una base rocosa también infinitamente más rígida.

Con este problema se pondrá de manifiesto la bondad del *Borde Clonado* tanto en su capacidad de representación de un contorno infinito a cualquier frecuencia de excitación, así como en su habilidad para la absorción no sólo de ondas de cuerpo, sino también de ondas superficiales, debido a que en este tipo de problemas se generan ambos tipos de ondas.

Para simplificar el estudio, se supone que la cimentación no aporta masa al sistema, y que aquélla está unida solidariamente al estrato; además la carga actúa de tal manera que produce el descenso por igual en todos los puntos de la cimentación. Todo esto se recoge gráficamente en la *Figura 5.14*.

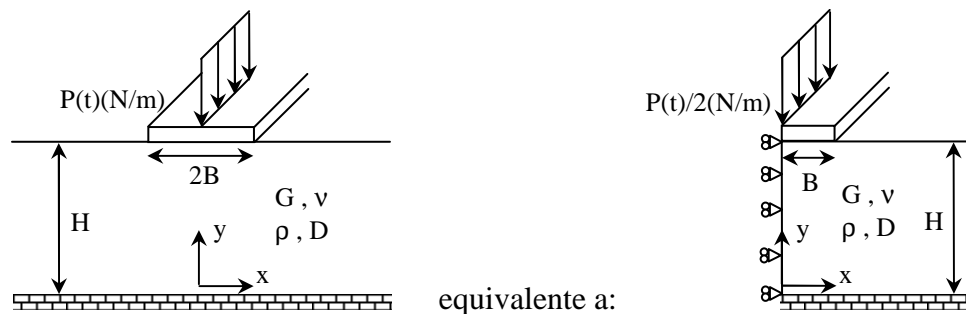


Figura 5.14. Acción vertical de un máquina giratoria sobre una cimentación infinitamente rígida y sin masa que descansa en un estrato sobre base rocosa

El material del estrato se supone isótropo y homogéneo con comportamiento visco-elástico-lineal, de propiedades elásticas G y ν , con un amortiguamiento interno de tipo histerético-lineal D , y una densidad de masa ρ , siendo éste así un problema de deformación plana.

La acción de la máquina giratoria se puede asemejar a una carga armónica ($P(t)$) por unidad de longitud en la dirección perpendicular al plano según la *Ecuación 5.29*.

$$P(t) = P_0 \cdot e^{i\omega t} (N/m) \quad (5.29)$$

Este problema ya ha sido tratado, como aparece en el título del apartado, entre otros autores por:

- Gazetas y Roesset [28] (1979): resuelven el problema de manera analítica mediante la transformada de *Fourier* en el espacio.
- Tassoulas y Kausel [91] (1983): resuelven el problema de manera numérica en el dominio de la frecuencia haciendo uso de los “hiperelementos” desarrollados por Kausel y Roesset [43], así como del *Borde Consistente* desarrollado por Waas [96].
- Navarro [63] (1987): resuelve el problema también de manera numérica, pero esta vez en el dominio del tiempo, empleando los elementos finitos tradicionales (de 4 nodos), y haciendo uso de *Borde Consistente* deducido para una frecuencia.

Todos estos autores demuestran que se puede relacionar la carga con el desplazamiento vertical por medio de una flexibilidad vertical compleja (F_v), definida como el desplazamiento en esa misma dirección que experimentan todos los puntos de la cimentación ante un carga unitaria armónica también vertical (*Ecuación 5.30*).

$$v(t) = \frac{P(t)}{G} \cdot F_v \left(\frac{H}{B}, \nu, D, a_0 \right) \quad (5.30)$$

siendo:

a_0 : frecuencia adimensional, definida por la *Ecuación 5.31*.

$$a_0 = \frac{\omega \cdot B}{V_s} \quad (5.31)$$

donde:

ω : frecuencia de excitación del sistema (frecuencia de giro de la máquina).

B : semiancho de la cimentación.

V_s : velocidad de propagación de las ondas de corte en el estrato.

Por otro lado, se pueden separar las partes real y compleja del término de la flexibilidad como se expresa en la *Ecuación 5.32*.

$$F_v = \text{Re}(F_v) + i \cdot \text{Im}(F_v) = f_1 + i \cdot f_2 \quad (5.32)$$

De tal manera que el término real de esta flexibilidad representa el movimiento recuperable de la cimentación, mientras que el término complejo contabiliza la energía disipada por amortiguamiento interno en el suelo y la radiada hacia el infinito en forma de ondas elásticas.

Haciendo las simulaciones oportunas para dos coeficientes de Poisson diferentes ($\nu=0,3$ y $\nu=0,4$), y un amortiguamiento $D=5\%$, así como una relación $H/B=2$, a varias frecuencias de excitación, se obtienen las partes real y compleja de la flexibilidad vertical (F_v), la cual se puede normalizar con el módulo de rigidez transversal ($G \cdot F_v$).

En primer lugar, haciendo una comparación de los resultados arrojados para la flexibilidad vertical normalizada con el *Borde Clonado*, y los que predicen los autores citados, se llega a la *Figura 5.15*, se demuestra la capacidad de dicho borde en la representación de un contorno infinito a cualquier frecuencia, originando la absorción de todo tipo de ondas.

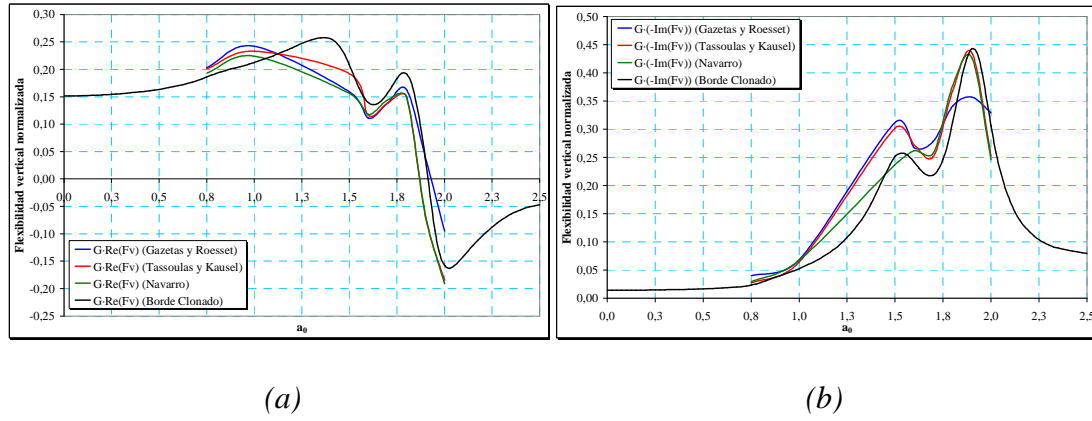


Figura 5.15. Comparación de resultados de la parte real (a) e imaginaria (b) de la flexibilidad vertical normalizada vs. a_0 ($\nu=0,4$, tamaño de elemento 5 % H y 100 frecuencias)

Además, dada la actual capacidad computacional, se puede obtener la flexibilidad en un gran número de frecuencias, e incluso con un modelo numérico con un tamaño de malla más pequeño, obteniéndose así resultados más fieles.

Habiéndose demostrado la fiel obtención de la flexibilidad vertical con este borde, se realizan las simulaciones variando el coeficiente de Poisson del estrato, así como el tamaño de malla característico (5 % H y 12,5 % H).

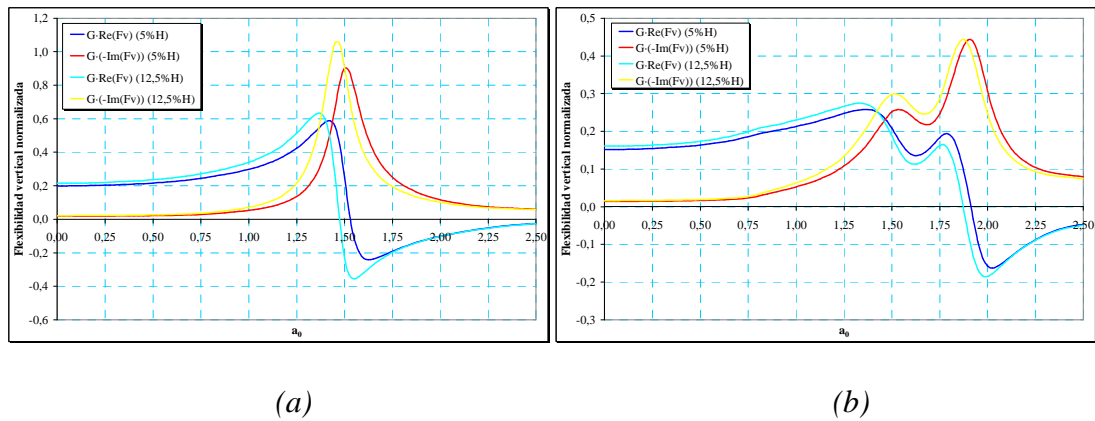


Figura 5.16. Flexibilidad vertical normalizada vs. a_0 para $\nu=0,3$ (a) y para $\nu=0,4$ (b)

La consistencia del borde queda demostrada por la poca variación de los resultados con el tamaño de malla. Además, las diferencias existentes al variar el coeficiente de Poisson del estrato son importantes, tanto en la amplitud de la flexibilidad, como en la forma de las curvas.

Capítulo 6

ESTUDIO TRANSVERSAL DE INTERACCIÓN SÍSMICA ENTRE TÚNELES GEMELOS

6.1. Introducción

La gran complejidad que, en general, poseen los problemas de *Mecánica de Sólidos*, hace necesario la realización de hipótesis simplificadoras para poder acometer su estudio (tensión plana, deformación plana, axisimetría, etc.). Si bien en este estudio podría suponerse una condición de deformación plana, la incertidumbre asociada al ángulo de incidencia del frente de ondas respecto a la interfase suelo-roca complicaría el problema. Por ello, se considerarán ondas planas viajando en dirección perpendicular a dicha interfase, paralela a su vez a la superficie libre del terreno.

Bajo estas dos principales hipótesis, y con las que se plantearán adicionalmente en el siguiente apartado, en este capítulo se realiza un estudio numérico del problema de la interacción sísmica entre túneles gemelos, proporcionando recomendaciones prácticas para el diseño en función de los diferentes parámetros que influyen en el problema.

6.2. Hipótesis de partida

Aún suponiendo un estado 2-D en deformación plana, y las ondas sísmicas viajando con un frente plano paralelo a la superficie libre, es necesario la realización hipótesis adicionales para la elaboración del modelo numérico; éstas son:

- *Estructuras embebidas en un medio estratificado horizontalmente e infinito en esa misma dirección:* aunque la estratificación del terreno es a menudo complicada, y se puede conocer aproximadamente o bien suponer un estrato de propiedades uniformes, la infinitud en dirección horizontal obliga a emplear algún tipo de *Borde Transmisor* en los problemas dinámicos que, de una manera efectiva, dé lugar a una radiación de energía hacia el infinito, evitando cualquier tipo de reflexión espuria en los bordes artificiales cuando se emplean técnicas numéricas.

En aras de que los resultados que se obtengan de este estudio puedan ser utilizados con carácter general, se ha considerado una estratificación del terreno siempre horizontal, tal como se representa en la *Figura 6.1*.

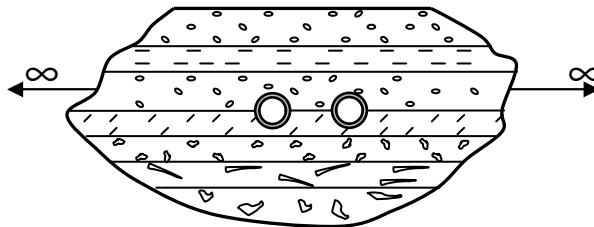


Figura 6.1. Semi-espacio horizontalmente estratificado con un par de túneles gemelos revestidos en su seno

- *Conjunto de estratos descansando sobre una base rocosa infinitamente más rígida:* la complejidad del problema es aún mayor si, además, se supone que el medio es también infinito en dirección vertical hacia abajo (semi-espacio estratificado), lo cual no se considera una aproximación realista, puesto que en mayor o menor medida, la situación real es un conjunto de estratos de diferentes propiedades descansando sobre una base rocosa normalmente más rígida que cualquiera de los estratos, tal como se muestra en la *Figura 6.2*.

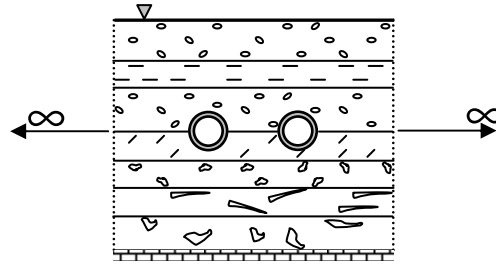


Figura 6.2. Modelo de suelo estratificado horizontalmente sobre una base rocosa con un par de túneles gemelos revestidos en su seno

- *Estratificación:* la gran incertidumbre asociada a la estratificación del terreno y a las propiedades mecánicas ha llevado a la decisión de tener en cuenta un estrato de propiedades uniformes sobre base rígida, considerando cuatro tipos de suelos, todos ellos de carácter cohesivo, desde una relativa poca rigidez ($V_s=300$ m/s), hasta uno muy rígido ($V_s=1500$ m/s). También se considerará un caso de propiedades variables con la profundidad de manera parabólica (300-1500 m/s). Las dos primeras frecuencias propias de los sistemas de suelo considerados, así como las propiedades supuestas para los mismos, se muestran en la *Tabla 6.1*.

Tabla 6.1. Propiedades elásticas y primeras frecuencias fundamentales de los suelos considerados

Suelo	V_s (m/s)	ρ (kg/m ³)	ν	E (MPa)	f_1 (Hz)	f_2 (Hz)
1	300	2000	0,25	450,0	1,875	5,625
2	650	2000	0,25	2112,5	4,0625	12,1875
3	1000	2000	0,25	5000,0	6,25	18,75
4	1500	2000	0,25	11250,0	9,375	28,125

- *Comportamiento mecánico del suelo:* se supondrán, para poder comparar sus posibles influencias en los resultados, tres posibles modelos de comportamiento mecánico del suelo: *Visco-Elástico-Lineal*, *Visco-Elástico-Pseudo-No-Lineal* o *No-Lineal*, los cuales ya fueron expuestos en el *Capítulo 4*. Para los modelos *Pseudo-No-Lineal* y *No-Lineal*, se emplearán los datos experimentales de Seed y Sun (1989) dados en el manual del código *SHAKE91* [41], no considerándose ningún fenómeno de plastificación en el suelo.
- *Túneles de sección monolítica circular revestidos de hormigón, supuesto como un material isótropo de comportamiento elástico-lineal:* dado que, salvo para longitudes de túnel muy elevadas (~kms), las técnicas de construcción siguen

siendo secciones de túneles revestidas de hormigón, se supondrá este caso, estudiándose la sección de tipo circular de espesor constante, suponiendo un comportamiento *Elástico-Lineal* para el hormigón armado del revestimiento de los túneles, de propiedades elásticas: $E=20\text{ GPa}$, $\nu=0,2$ y densidad $\rho=2500\text{ kg/m}^3$.

- *Movimiento solidario en la interfaz suelo-estructura*: no se considerarán en los análisis 2-D, los posibles deslizamientos relativos ni separaciones en la interfaz suelo-revestimiento, algo que si que se hará, en primera aproximación, en los estudios 3-D del *Capítulo 7*.
- *Borde Transmisor*: en esta *Tesis Doctoral* se han tenido en cuenta diferentes tipos de *Bordes Transmisores* (*Capítulo 3*), para acotar las dimensiones de los modelos numéricos en dirección horizontal; cada uno de los bordes va asociado a un código numérico según: *ABAQUS* (*Borde Extendido*), *FLAC* (*Borde de Campo-Libre*), *FLUSH* (*Borde Consistente*), *ESES* (*Borde Clonado*).
- *Antimetría (ondas de corte) / Simetría (ondas de compresión)*: para reducir las dimensiones del modelo, se fijan en el eje medio del mismo las condiciones de antimetría/simetría (*Figura 6.3*), correspondientes a cada tipo de excitación sísmica.

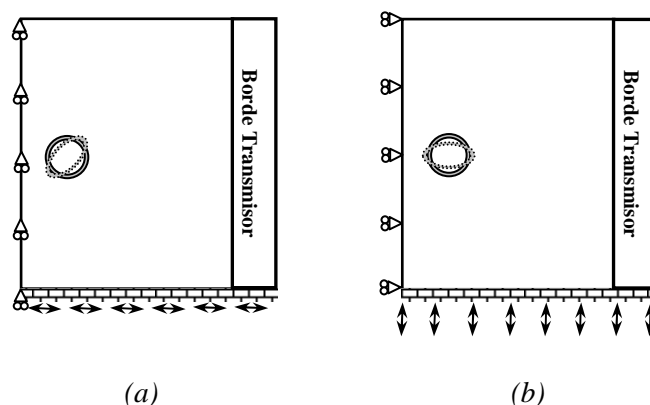


Figura 6.3. Modelo numérico teniendo en cuenta las antimetrías (a) o simetrías (b) existentes para ondas de corte y compresión respectivamente

Con ambos tipos de ondas, y al ser la estructura circular, ésta se ovalizará, pero según diferentes direcciones en función de que se traten ondas de corte (*Figura 6.4 (a)*), u ondas de compresión (*Figura 6.4 (b)*).

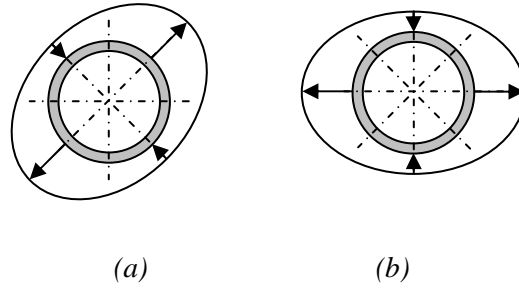


Figura 6.4. Deformación de las estructuras con ondas de corte ($\pm 45^\circ$) (a) y ondas de compresión ($0^\circ/90^\circ$) (b)

- Dimensiones geométricas:* se supondrá que los ejes de los túneles se encuentran distanciados $3R$, $6R$, $10R$ y $14R$, siendo R el radio medio del túnel, donde se considerarán, asimismo, dos radios diferentes, 4 m y 5 m , que corresponden a secciones típicas de entre $50,27\text{ m}^2$ y $78,5\text{ m}^2$ empleadas en túneles de líneas ferroviarias de alta velocidad (por ejemplo, en el túnel ferroviario de *Guadarrama* [1] la sección es de $69,10\text{ m}^2$). En cuanto a la profundidad de los túneles en el estrato se supondrán tres profundidades relativas de $1/4H$, $1/2H$ y $3/4H$, siendo H la altura del estrato, la cual estará fijada para todo el estudio en $H=40\text{ m}$, si bien los estudios podrían realizarse con cualquier otra altura del estrato.
- Acelerograma artificial de diseño:* dada la incertidumbre asociada con la elección de un acelerograma de diseño, pues no existe uno estándar para cualquier emplazamiento, se ha optado por emplear un acelerograma artificial, con un gran contenido en frecuencias y que, escalado a las máximas aceleraciones que quepa esperar, proporcione un tipo de excitación sísmica que pueda cubrir cualquier sismo probable. Aunque la normativa española existente de edificación, proporciona un conjunto de espectros de respuesta aplicables en nuestro país, se ha optado por emplear los espectros de respuesta contenidos en la *Regulatory Guide 1.60* [93], puesto que han sido aceptados por una gran cantidad de ingenieros como espectros de diseño.

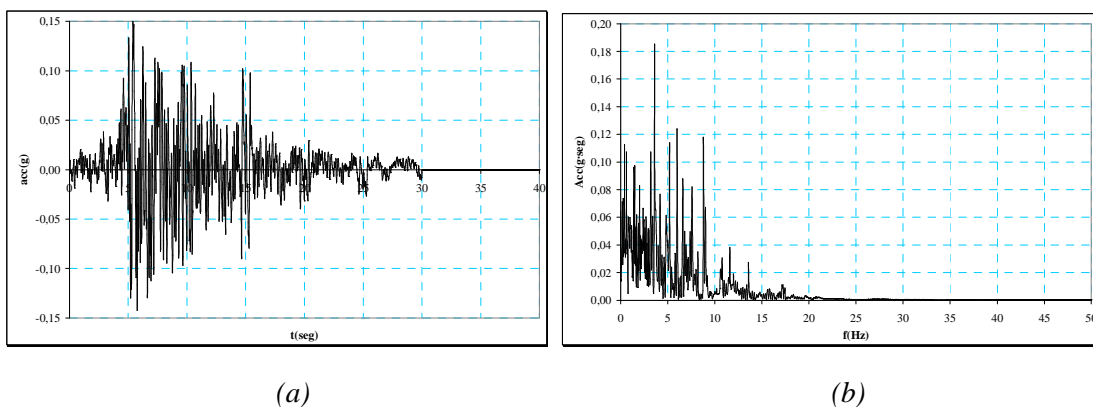


Figura 6.5. Acelerograma artificial de diseño (a) y su transformada rápida de Fourier (b)

Este acelerograma (Figura 6.5) tiene una duración de unos 30 seg., ($\Delta t=0,01$ seg.), y un contenido en frecuencias entre $[0-20]$ Hz, y como es artificial, no necesitará de un proceso de deconvolución (Figura 6.6) (Kramer [48]), pudiendo imponerse directamente en la base del modelo.

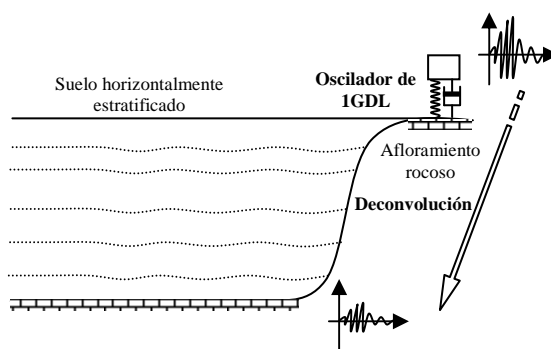


Figura 6.6. Representación de la técnica de deconvolución

6.3. Códigos de simulación numérica de elementos y diferencias finitas (*FEM/FDM*)

Dentro de los códigos para el estudio de la *ISE* existen programas, tanto de elementos finitos (*FEM*), como de diferencias finitas (*FDM*), pudiéndose utilizar también los elementos de contorno; sin embargo estos últimos se restringen, principalmente a problemas elásticos, por lo que algunos autores han hecho uso de los elementos de contorno, para simular la infinitud del medio, y las diferencias o los

elementos finitos para las regiones donde los efectos plásticos y/o no lineales son importantes.

Si bien en el presente estudio se han empleado tanto códigos de elementos como de diferencias finitas, no habiéndose obtenido discrepancias dignas de mención entre los resultados que proporcionan unos y otros como consecuencia de las distintas formulaciones matemáticas; sin embargo, sí que se han observado discrepancias en cuanto al tipo de *Borde Transmisor*, así como en lo que se refiere a los modelos de comportamiento mecánico del suelo.

Infinidad de códigos para el estudio de los problemas de propagación de ondas han sido desarrollados hasta la actualidad, sobre todo aquellos que trabajan en *I-D*. Pero la mayoría de ellos carecen de las siguientes características fundamentales para este estudio:

- *Borde Transmisor* eficiente.
- Modelización del revestimiento de los túneles para tener en cuenta el efecto de *ISE*.
- Posibilidad de realizar estudios *2-D*.
- Modelo *No-Linear* de comportamiento mecánico del suelo.

A continuación se pasan a detallar los códigos empleados en la presente investigación para el análisis sísmico de túneles gemelos, los cuales reúnen las características anteriores.

- ***ABAQUS***

Es un código *FEM* que permite el análisis en el dominio del tiempo; sin embargo no implementa ninguno de los modelos *No-Lineales* de comportamiento de suelos, ni tampoco dispone de *Bordes Transmisores* eficientes por ser un código de propósito general.

Sin embargo, si se pretende hacer un estudio rápido y no excesivamente preciso, el empleo del código es válido, y aunque puede sobre o subestimar la respuesta del sistema por la inexactitud del borde, proporciona al ingeniero resultados aproximados.

Los únicos tipos de bordes que se pueden emplear en este código son:

- *Borde Infinito*: como se comentó en el *Capítulo 3*, este tipo de borde no aporta rigidez en problemas dinámicos según la formulación implementada en *ABAQUS*, por lo que si se elabora un modelo numérico con las propiedades del *Suelo 1* recogidas en la *Tabla 6.1*, y se añade un amortiguamiento interno de tipo *Rayleigh*, para hacer una simulación genérica de un par de túneles gemelos de radio $R=4\text{ m}$ y separados entre sí $3R$, estando a mitad de profundidad en el estrato y bajo una acción sísmica, se llega a los resultados recogidos en la *Figura 6.7*, en la que se aprecia que los esfuerzos axiales en los elementos tipo viga que definen el revestimiento del túnel mantienen un valor constante, a pesar de haber cesado la excitación sísmica.

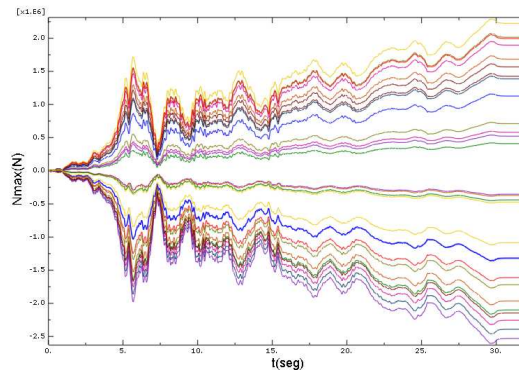


Figura 6.7. Axiles circunferenciales en los elementos viga del revestimiento para una simulación con un *Borde Infinito*

- *Borde Viscoso*: este tipo de borde se implementa de manera automática en el código *FLAC/FLAC^{3D}*, sin embargo en *ABAQUS* debe de ser definido de manera manual en los contornos laterales, haciendo el preproceso bastante laborioso.
- *Borde Extendido*: este último es el que se va a emplear en las simulaciones numéricas con *ABAQUS*, puesto que no reduce el paso de integración, el preproceso es más rápido, y se dispone de la capacidad computacional suficiente para resolver cada problema en un tiempo relativamente corto.

Por otro lado, la carencia en este código de modelos *No-Lineales* de comportamiento del suelo, ha sido solventada en primera instancia por Huo [39], incorporando el modelo de Pyke [75] a través de subrutina de usuario (*VUMAT*). Sin

embargo, si no se dispone de esta subrutina, o bien lo que se quiere hacer es un simple análisis dinámico aproximado, la solución pasa por recurrir al comportamiento *Elástico-Linear* con un amortiguamiento interno de tipo *Rayleigh*.

- ***FLAC***

Es uno de los códigos *FDM* más empleado en el estudio de la *ISE*, así como en problemas simplemente geotécnicos, por ser un software muy versátil, capaz de resolver multitud de problemas, tanto estáticos como dinámicos, permitiendo incorporar los efectos inducidos por la presión de poros y el flujo de agua.

En lo referente al tema en estudio, las principales características del código a emplear son: análisis dinámico, *ISE*, *Bordes Transmisores*, modelos *No-Lineales* de comportamiento para el suelo, revestimiento del túnel con elementos tipo viga.

Incorpora dos tipos de *Bordes Transmisores* para solventar el problema de la reflexión de ondas en los contornos truncados: *Borde Viscoso* y *Borde de Campo-Libre*. Para saber cuál de ellos proporciona una mejor estimación de los resultados en los problemas a tratar, se hace un estudio de *Campo-Libre* con ambos tipos de borde, tomando las propiedades del *Suelo 1* (Tabla 6.1), y el modelo hiperbólico *Sigma4* con los valores de los parámetros ya ajustados. De estos estudios se llega a la conclusión que el *Borde de Campo-Libre* es el que proporciona mejores resultados por los siguientes motivos:

- Da lugar a unas menores deformaciones, y por consiguiente, a unas menores reducciones del módulo de rigidez a cortadura, siendo además éstas más continuas y menos escalonadas con el *Borde de Campo-Libre*. En la *Figura 6.8 (a)* se muestra la reducción del módulo secante para un problema de *Campo-Libre*, con el acelerograma de diseño impuesto en la base del modelo, mientras que en la *Figura 6.8 (b)*, se muestran los resultados del mismo problema, solo que haciendo uso del *Borde Viscoso*.

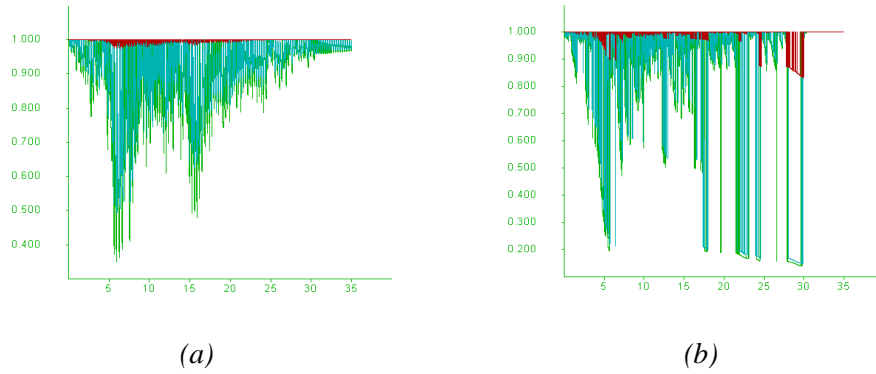


Figura 6.8. Módulo secante de rigidez a cortadura reducido en el problema de Campo-Libre con el Borde Viscoso (a) y con el Borde de Campo-Libre (b)

- Los ciclos de histéresis tensión-deformación son más regulares con el *Borde de Campo-Libre*, como se muestra en la *Figura 6.9 (a)*, mientras que con el *Borde Viscoso* (*Figura 6.9 (b)*), se muestra como se restringen las recuperaciones, dando lugar a una mayores tensiones.

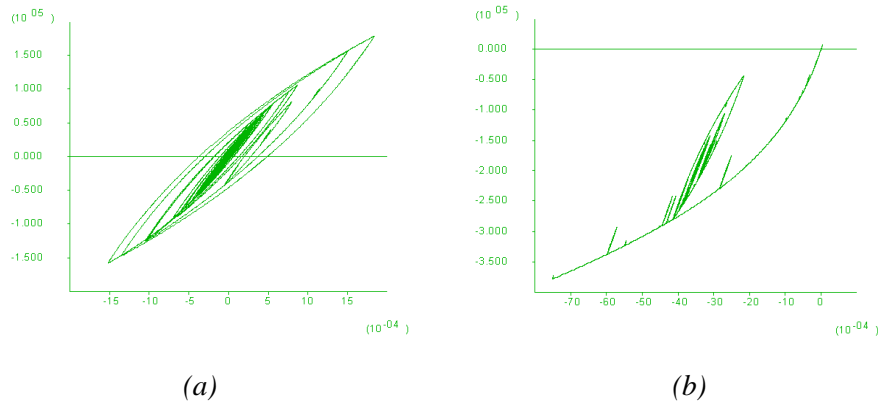


Figura 6.9. Ciclos de histéresis en el problema de Campo-Libre con el Borde Viscoso (a) y con el Borde de Campo-Libre (b)

- En cuanto a la amplificación dinámica, con el *Borde de Campo-Libre* se obtienen valores de 2,713, mientras que con el *Borde Viscoso*, las amplificaciones inferiores de 1,611, sin embargo esto no conduce a ninguna conclusión respecto a la bondad del borde.

Por todos estos motivos el *Borde de Campo-Libre* tiene un mejor comportamiento, por lo que se empleará éste para realizar todas las simulaciones con el código *FLAC*.

Sin embargo, a pesar de aportar unos mejores resultados el *Borde de Campo Libre*, no deja de ser un borde aproximado, por lo que la distancia a la que se ubique respecto a la zona de estudio influirá en los resultados obtenidos. Por ello se llevan a cabo una serie de simulaciones de un par de túneles gemelos de radio $R=4\text{ m}$, y relación de espesor $e/R=10\%$, distanciados entre ejes $3R$, y ubicados a mitad de altura de un estrato con propiedades del *Suelo 1* (Tabla 6.1) bajo la hipótesis de un modelo *No-Linear Sigma4* con los mismos parámetros de ajuste que en las anteriores simulaciones de *Campo Libre*, y variando la distancia del borde a los ejes de los túneles entre $0,5-3,0$ veces la altura del estrato. Los resultados en cuanto a factor de amplificación dinámica y esfuerzos axiales circunferenciales máximos en el revestimiento de los túneles se muestran en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2. DLF_{max} y N_{max} en función de la distancia del borde a los ejes de los túneles

<i>Distancia borde-eje</i>	<i>DLF_{max}</i>	<i>$N_{max}(kN/m)$</i>
<i>0,5H</i>	5,773	708,610
<i>1,0H</i>	5,809	642,448
<i>1,5H</i>	5,822	638,830
<i>2,0H</i>	5,893	640,119
<i>2,5H</i>	2,713	601,547
<i>3,0H</i>	2,756	602,206

De los resultados expuestos en la tabla anterior, se deduce que existe influencia del borde si la distancia a la que se ubica respecto de los ejes de los túneles es inferior a $2,5H$, siendo H la altura del estrato, puesto que a partir de esa distancia, se aprecia que los resultados apenas varían, motivo por el cual se empleará dicha distancia borde-eje del túnel para todos los estudios que se realicen con este código de diferencias finitas.

- ***FLUSH***

Este código es un clásico dentro del software de elementos finitos para los problemas de *ISE* en *2-D* y, de una manera muy aproximada, para problemas *3-D*. Fue desarrollado por Lysmer et. al. [55] y desde entonces ha sido muy empleado para el estudio de la interacción sísmica suelo-estructura, sobre todo en lo referido a edificios de centrales nucleares, presas y puentes.

Permite el análisis sísmico mediante de modelos transversales en deformación plana (así como modelos axi-simétricos), excitados con ondas de corte u ondas de

compresión. También aporta la opción de tratamiento aproximado de la tridimensionalidad del problema mediante la adicción de amortiguadores viscosos en las caras anterior y posterior del modelo.

Incorpora el conocido *Borde Consistente* desarrollado por Waas [96] y además permite emplear modelos de suelo viscoelásticos, así como aplicar el *Método Lineal Equivalente (EQLM)*.

Para la modelización del sistema suelo-estructura posee las siguientes características:

- Elementos cuadriláteros isoparamétricos de 4 nodos para la modelización del suelo.
- Elementos tipo viga de 2 nodos conectados a los elementos de 4 nodos para el modelado de elementos estructurales.
- Efectos inerciales, con la posibilidad de incluir masas puntuales.

El gran inconveniente de este código es que no posee un pre-procesador ni un post-procesador gráfico, con lo que ambas tareas se realizan manualmente a través de archivos de texto, con la necesaria inversión de tiempo en la generación de las mallas.

- ***ESES***

Este código de elementos finitos de desarrollo propio realizado a lo largo de esta *Tesis Doctoral*, ya ha sido expuesto con detalle en el *Capítulo 5*, y es el que se va a poner a prueba demostrando sus ventajas frente a otros códigos existentes cuando de un modelo de comportamiento para el suelo *Visco-Elástico-Lineal* se trate.

6.4. Resultados numéricos

En este apartado, un vez puestos a puntos los diferentes códigos numéricos empleados en esta investigación, se van a llevar a cabo simulaciones para estimar el efecto de interacción sísmica entre un par de túneles gemelos. Para concluir se expone también el efecto que tienen las ondas de compresión en la dicha interacción y en los esfuerzos que aparecen en los revestimientos de los túneles.

6.4.1. Modelos de comportamiento del suelo

6.4.1.1. Modelo del suelo *Visco-Elástico-Lineal*

Las simulaciones con un modelo de suelo *Visco-Elástico-Lineal* (en adelante *VEL*), se pueden llevar a cabo con cualquiera de los códigos ya comentados anteriormente, sólo que, dependiendo de que el análisis se realice en el dominio de la frecuencia o en el del tiempo, habrá que considerar amortiguamiento histerético-lineal o de *Rayleigh* respectivamente.

Para poder comparar los resultados que aportan los diferentes códigos numéricos, se ajustan unos modelos con un tamaño de malla similar en todos ellos (tamaño característico del elemento $5\%H$, siendo $H=40\text{ m}$ la altura del estrato); para los túneles se toma un radio medio de los mismos de $R=4\text{ m}$, y espesor del revestimiento igual al $10\%R$, situados a mitad de altura del estrato, al cual se le asignan las propiedades del suelo 1 de la *Tabla 6.1*, así como un 5% de amortiguamiento interno, todo esto con el objeto de comparar los esfuerzos máximos que se producen en los túneles, así como los coeficientes de interacción máximos que proporcionan los diferentes códigos.

En la *Figura 6.10* se muestran los resultados obtenidos en este problema concreto analizado, utilizando los diferentes códigos ya descritos.

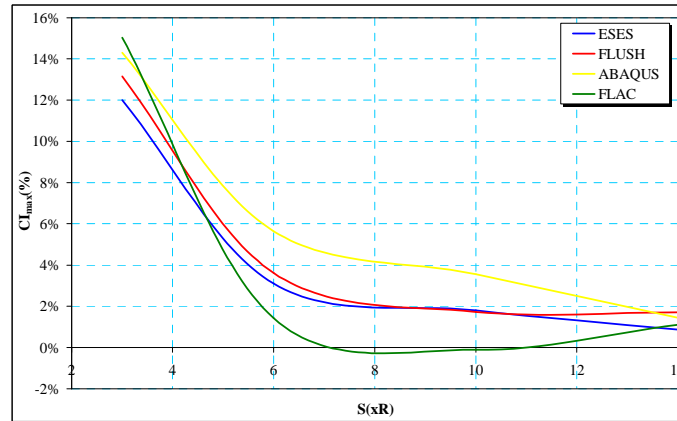


Figura 6.10. Coeficiente de interacción sísmica máximo según diferentes códigos para un modelo de suelo VEL

Todos los códigos coinciden en que la interacción sísmica entre túneles es más importante cuanto menor es la distancia de separación entre los ejes de los mismos, y a partir de separaciones entorno a $6R$, comienza a ser despreciable, tendiendo a ser nula cuando ambas estructuras están muy alejadas una de la otra. Esta misma conclusión general es a la que también llegan otros autores, como se dijo en el *Capítulo 2*.

Se podría concluir que la interacción máxima para estas condiciones (valor del coeficiente de interacción sísmica) se encuentra comprendida entre el 12 % - 15 %, proporcionando unos mayores valores de la interacción sísmica los códigos que trabajan en el dominio del tiempo (*ABAQUS* y *FLAC*), pero empleando un *Borde Transmisor* exacto y un amortiguamiento más real (histerético lineal) los que trabajan en el dominio de la frecuencia (*FLUSH* y *ESES*).

En casos reales de túneles gemelos, las distancias de separación entre ejes suelen ser superiores a $6R$, sobre todo cuando entre ambos se sitúa un tercer túnel de menor diámetro, pero cuando éste no existe, las galerías transversales de interconexión hacen que las distancias de separación no sean tan grandes, con lo cual el efecto de interacción sísmica habrá de ser tenido en cuenta.

En la *Figura 6.10* se ha observado que todos los códigos empleados predicen, más o menos, la misma variación del coeficiente de interacción sísmica, pero no menos importante es conocer el valor de los axiles circunferenciales máximos en el revestimiento de los túneles que proporcionan los diferentes códigos (*Figura 6.11*), para tener una idea clara de las discrepancias a que conducen los mismos.

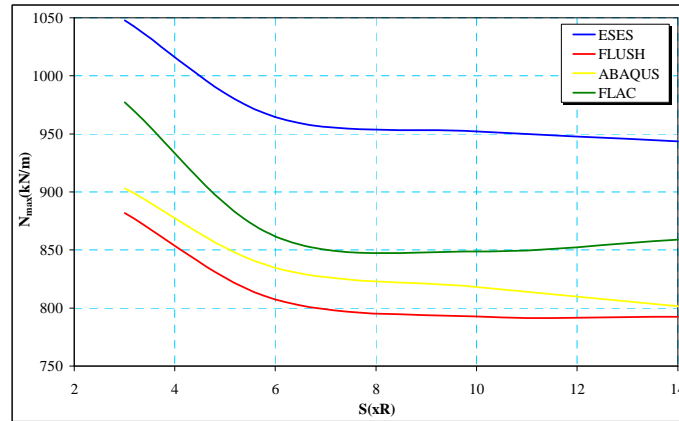


Figura 6.11. Axil circunferencial máximo según diferentes códigos para un modelo de suelo VEL

La diferencia entre los valores de los esfuerzos máximos que predicen los códigos utilizados ayuda a ver la diferente estimación de cada código en función de sus características. Así por ejemplo, la diferencia entre los esfuerzos estimados con *FLUSH* y con *ESES*, llega a ser de casi del 20 %, lo cual viene a confirmar la mejora introducida en *ESES* con respecto a *FLUSH*, pues aún empleando ambos códigos un *Borde Transmisor* exacto, y habiéndose demostrado que estiman las mismas deformaciones, al modelar el problema utilizando el código *ESES* (la estructura se modela con elementos isoparamétricos de 8 nodos), se obtienen unos resultados más conservadores, que a la par podrían ser asumidos como más exactos por las mejoras introducidas en el código desarrollado.

De todo lo expuesto se llega a la conclusión que son más fiables los códigos que trabajan en el dominio de la frecuencia por emplear un borde más exacto y por el tipo de amortiguamiento que permiten introducir.

6.4.1.2. Modelo del suelo *Visco-Elástico-Pseudo-No-Lineal* y *No-Lineal*

En este apartado se pretende llevar a cabo un estudio comparativo de los resultados que se obtienen de los modelos *No-Lineal* (en adelante *NL*) y *Pseudo-No-Lineal* (en adelante *EQLM*) descritos en el *Capítulo 2*.

La dificultad radica en establecer unas curvas de pérdida de rigidez y aumento del amortiguamiento interno dependientes de la deformación angular para un

emplazamiento determinado, pues serían necesarios ensayos de laboratorio. Por ello, la solución más simple pasa por emplear las curvas obtenidas por alguno de los autores ya mencionados en el *Capítulo 4*, como se ha hecho en este apartado, donde se emplean las curvas de Seed y Sun (1989) (*Figura 4.1*), puesto que los modelos *NL* de *FLAC* vienen ajustados con esos datos experimentales. En concreto, se empleará el modelo *NL Sigma4* puesto que al emplear cuatro parámetros, es capaz de hacer un mejor ajuste a los datos experimentales. Los parámetros de ajuste empleados son: $a = 0,922$, $b = -0,481$, $x_0 = -0,745$, $y_0 = 0,0823$.

En la *Figura 6.12* se muestra una comparación, en función de la rigidez del suelo, bajo las mismas hipótesis geométricas que en el apartado anterior, de los resultados de los coeficientes de interacción sísmica máximos para los diferentes modelos de suelo.

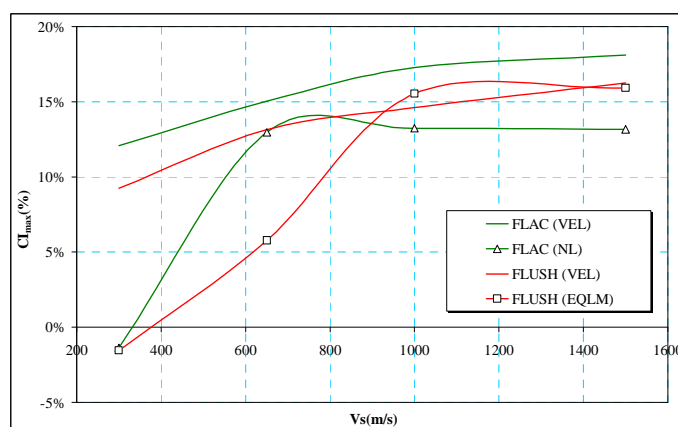


Figura 6.12. Coeficiente de interacción sísmica máximo en función de la rigidez del suelo para los diferentes modelos de suelo

Como se aprecia en la *Figura 6.12*, los modelos *VEL* tienden a sobrevalorar el coeficiente de interacción sísmica máximo frente a los otros dos modelos de comportamiento del suelo, por lo cual se recomienda el uso de éstos últimos si se quiere realizar un estudio más preciso. Sin embargo, la interacción sísmica obtenida en el suelo menos rígido con los modelos *NL* y *EQLM* es negativa, lo cual no es del todo fiable, pues cabe recordar que los datos experimentales considerados pueden no ser válidos para suelos poco rígidos, debido a que la pérdida de rigidez resulta excesiva.

Para estimar esta pérdida de rigidez en el suelo menos rígido, se realiza un estudio de *Campo-Libre*, y haciendo uso de una opción del código *FLAC*, se grafica la

pérdida de rigidez a cortadura normalizada (G_{sec}/G_{max}) a lo largo de la duración del sismo, en la parte inferior, media y superior del estrato (Figura 6.13).

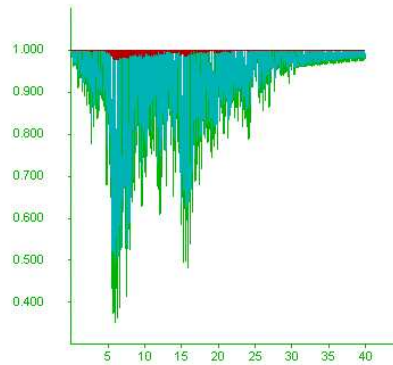


Figura 6.13. Módulo secante reducido en la parte inferior, media y superior de un sistema de Campo-Libre para $V_s=300$ m/s y el modelo de suelo NL Sigma4

Como se aprecia en la Figura 6.13, en la parte inferior del modelo (curva verde), la pérdida de rigidez alcanza el 65 %, y en la parte media (curva azul) entorno al 50 %, valores quizá demasiado elevados, por lo que cabría pensar en el empleo de otros parámetros de ajuste del modelo Sigma4 para suelos poco rígidos.

Sin embargo, la mejor idea del comportamiento de cada uno de los modelos de suelo es la que se extrae de los resultados de los axiles circunferenciales máximos en el revestimiento, los cuales se pueden comparar con los mismos obtenidos con un modelo VEL.

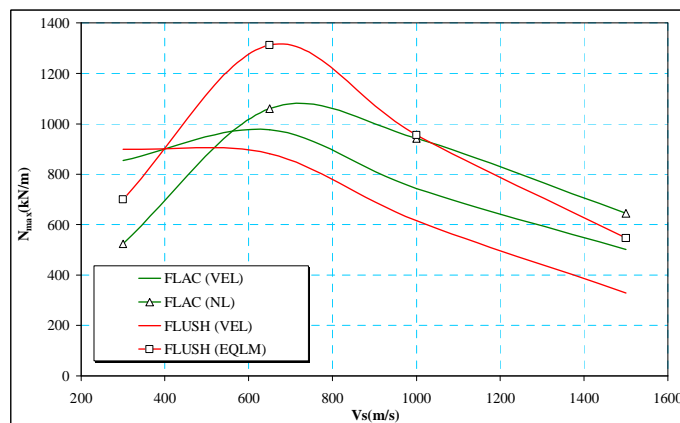


Figura 6.14. Axil circunferencial máximo según diferentes códigos en función de la rigidez del suelo para los diferentes modelos de suelo

En la *Figura 6.14* se aprecia que, por lo general, los modelos *NL* y *EQLM*, predicen mayores esfuerzos como consecuencia de las mayores deformaciones. Sin embargo, también se observa que para el suelo poco rígido ($V_s=300$ m/s), no se obtienen mayores esfuerzos, debido a que las mayores deformaciones a su vez implican mayores amortiguamientos, es decir, no se puede establecer como regla general que los modelos *NL* son más conservadores que los *VEL*.

Si para la mínima separación entre ejes de túneles ($3R$) se comparan los axiles circunferenciales máximos para un par de túneles gemelos de los modelos de suelo *NL* y *EQLM* respecto a los mismos del modelo de suelo *VEL*, se llega a la *Figura 6.15*, donde se aprecia, para el modelo *NL* que los axiles circunferenciales pueden ser de hasta el 30 % superiores respecto al modelo *VEL* (bajo la hipótesis de que las curvas de ajuste de pérdida de rigidez son válidas).

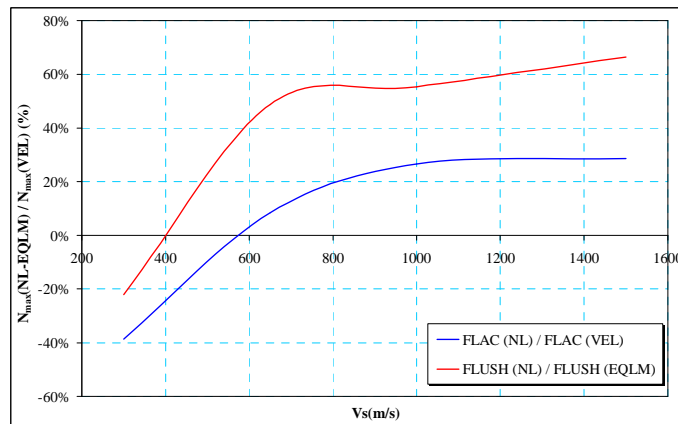


Figura 6.15. Diferencia (%) de los axiles circunferenciales máximos con los modelos de suelo *NL* y *EQLM*, respecto del modelo de suelo *VEL*

6.4.2. Influencia de las propiedades del suelo

6.4.2.1. Rigidez

El perfil de suelo, así como sus propiedades, no siempre son conocidos, si bien pueden estimarse en base a sus correlaciones con los resultados de ensayos geotécnicos convencionales realizados “*in situ*” o mediante estudios geofísicos.

En esta línea, y para el caso de la *ISE*, un aspecto clave a considerar es la rigidez relativa suelo-revestimiento del túnel puesto que, como se mostraba en el *Capítulo 2*, la mayoría de los autores que han propuesto modelos analíticos, emplean unos coeficientes de compresibilidad y flexibilidad que cuantifiquen esta rigidez relativa.

Por ello, se calculará en este apartado, haciendo uso del código *ESES*, el efecto que tiene la rigidez del suelo tanto en los esfuerzos como en el coeficiente de interacción sísmica, empleando los tipos de suelos ya definidos en la *Tabla 6.1* con un 5 % de amortiguamiento interno, siendo el resto de parámetros geométricos, salvo la separación entre ejes, los que se han venido empleando hasta el momento.

En la *Figura 6.16* se recogen los resultados obtenidos del valor del coeficiente de interacción sísmica para el caso de un par de túneles gemelos, de radio $R=4\text{ m}$ y espesor $e/R=10\%$, centrados en un estrato de propiedades uniformes.

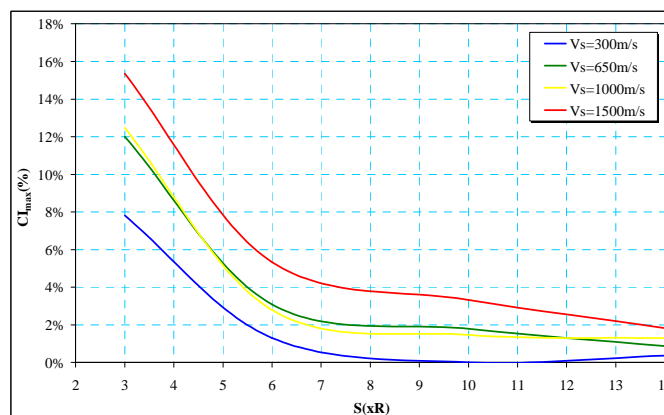


Figura 6.16. Coeficiente de interacción sísmica máximo en función de la separación entre ejes de túneles para suelos de diferente rigidez

La primera conclusión que se extrae de la *Figura 6.16* es que, cuanto mayor es la rigidez relativa, menor es el coeficiente de interacción sísmica, sin embargo, los criterios de diseño se basan en las tensiones (o esfuerzos) (*Figura 6.17*).

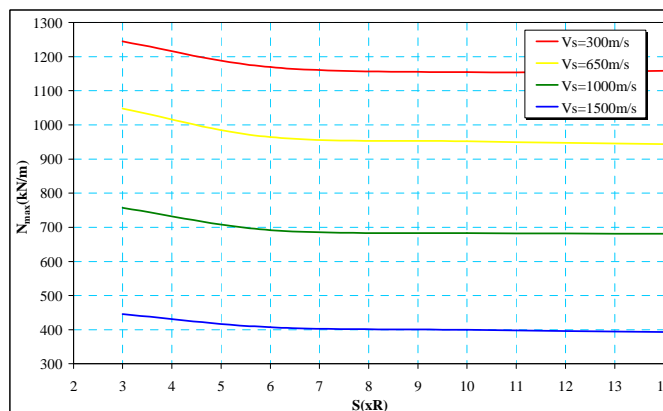


Figura 6.17. Axil circunferencial máxima en función de la separación entre ejes de túneles para suelos de diferente rigidez

Si bien cuanto menor es la rigidez relativa, mayor es el coeficiente de interacción, en lo referente a esfuerzos la tendencia es contraria, pues como se muestra en la *Figura 6.17*, cuanto mayor es la rigidez relativa, mayores son los esfuerzos, como consecuencia de las mayores deformaciones que se producen al ser el suelo menos rígido, y el amortiguamiento interno constante.

6.4.2.2. Amortiguamiento

El amortiguamiento es uno de los parámetros del problema que más influye en los resultados pues es el responsable de la reducción de la energía que transportan las ondas sísmicas, con la consiguiente disminución de los esfuerzos que aparecen en las estructuras enterradas, pero no se puede predecir, a priori, la influencia que este parámetro tendrá en el coeficiente de interacción sísmica.

Si se considera un sistema de *Campo-Libre*, como el de la *Figura 6.18*, sobre el que se aplica el acelerograma de diseño en la base, se puede obtener el factor de amplificación dinámica máximo (DLF_{max} , *Dynamic Load Factor*), definido como el cociente entre las máximas aceleraciones en superficie frente a las impuestas en la base

del modelo, para extraer así la influencia en el mismo de la rigidez (propiedades de la *Tabla 6.1*), y del amortiguamiento del suelo ($D=5-25\%$) (*Figura 6.18*).

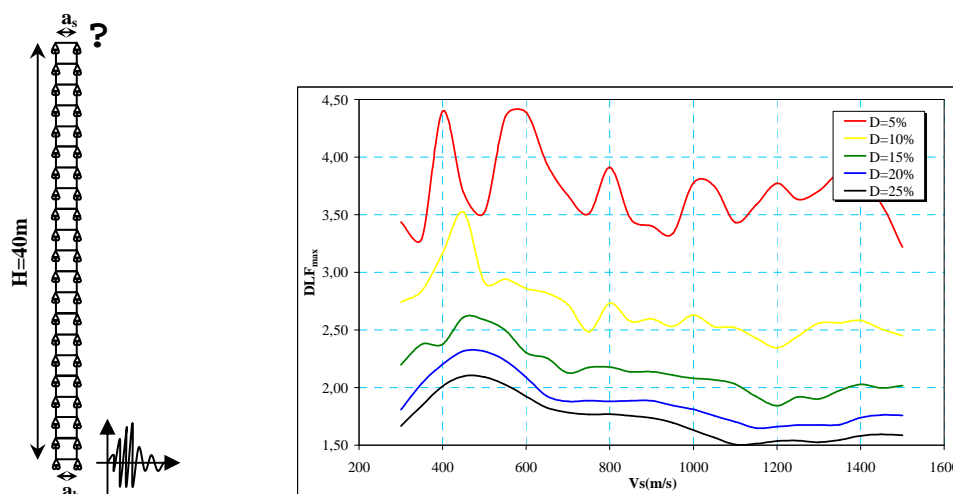
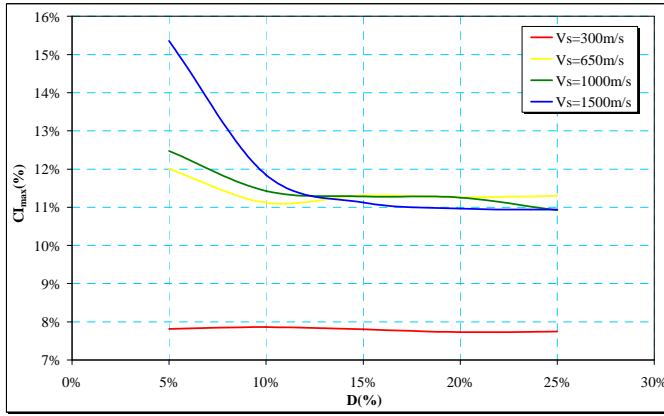


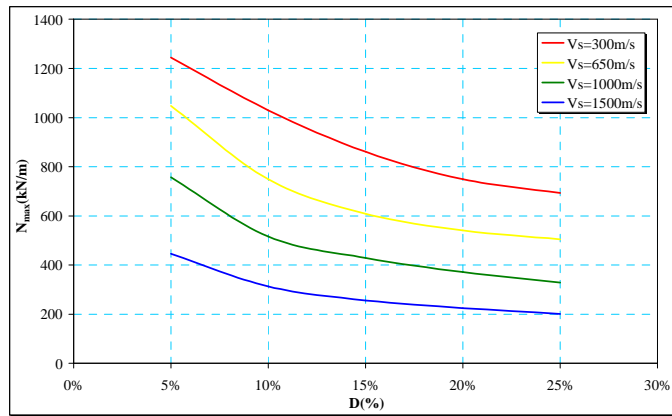
Figura 6.18. Amplificación dinámica en función de la rigidez y del porcentaje de amortiguamiento

En la figura anterior se recoge el efecto que la rigidez y el amortiguamiento interno del suelo tienen sobre el DLF_{max} , apreciándose una gran reducción del mismo con el amortiguamiento, es decir, cuanto mayor es el amortiguamiento, menor es la influencia de la rigidez, conclusión muy importante en cuanto a verificar la idea de la importancia del amortiguamiento en la *ISE*.

Por tanto, haciendo uso del código *ESES*, se realizan las simulaciones correspondientes a los suelos considerados en la *Tabla 6.1*, para una separación entre ejes de túneles de $S=3R$ y unos túneles de radio $R=4\ m$ y espesor del revestimiento $e/R=10\%$, variando el porcentaje de amortiguamiento entre el 5-25 %, recogiendo en las *Figuras 6.19 (a) y (b)* los resultados obtenidos en términos de coeficiente de interacción sísmica y axiles circunferenciales máximos, respectivamente.



(a)



(b)

Figura 6.19. Coeficiente de interacción sísmica (a) y axil circunferencial (b) máximos en función del porcentaje de amortiguamiento para varios suelos de diferente rigidez

Si el estrato es poco rígido (digamos V_s inferior a 300 m/s), el coeficiente de interacción máximo apenas varía con el porcentaje de amortiguamiento, mientras que para estratos más rígidos, aquél tiende a decrecer con el amortiguamiento, estabilizándose para amortiguamientos mayores al 10 %.

Por otro lado, y como era de esperar, cuanto mayor es el porcentaje de amortiguamiento, menores son los esfuerzos que aparecen en el revestimiento (Figura 6.19 (b)).

6.4.2.3. Estratificación

El código *ESES* no sólo permite el estudio en un medio de propiedades uniformes, sino que además oferta la posibilidad de introducir un perfil estratificado, en el cual varíen las propiedades del suelo (rigidez y/o amortiguamiento) de manera continua.

Tanto para la rigidez como para el amortiguamiento, se asigna una variación parabólica (*Anexo A*) según las curvas de la *Figuras 6.20 (a) y (b)*. En la primera de ellas se supone la conocida tendencia a una mayor rigidez en el suelo con la profundidad debido al mayor confinamiento; mientras que para el amortiguamiento, su valor es tanto mayor cuanto mayor es la profundidad debido a que el mismo aumenta con la deformación y ésta, a su vez, con la profundidad.

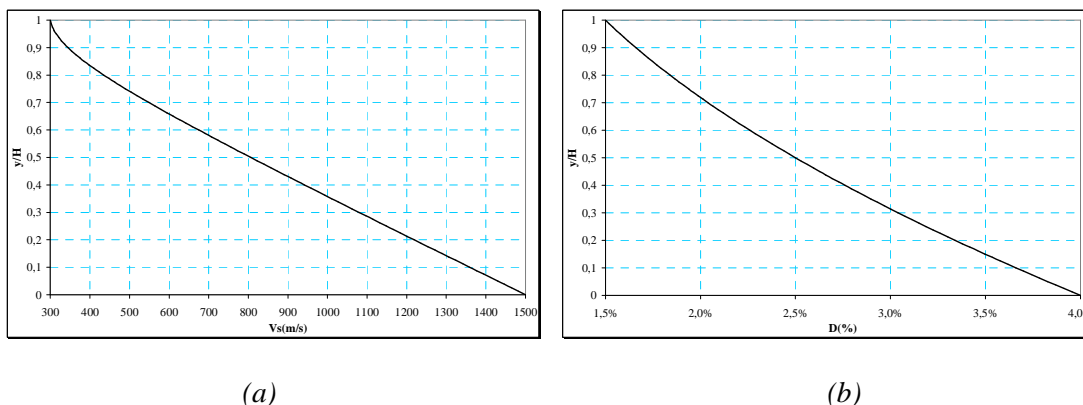
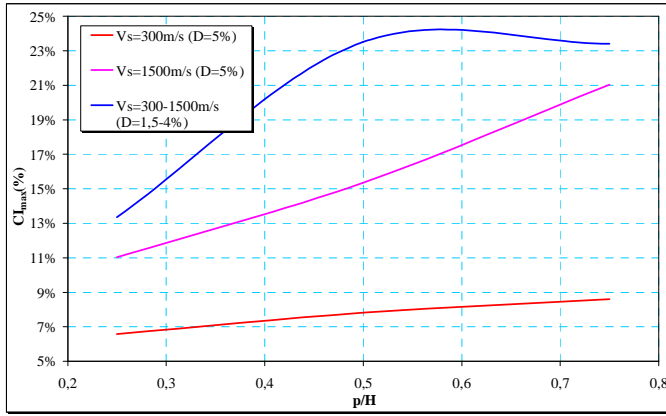


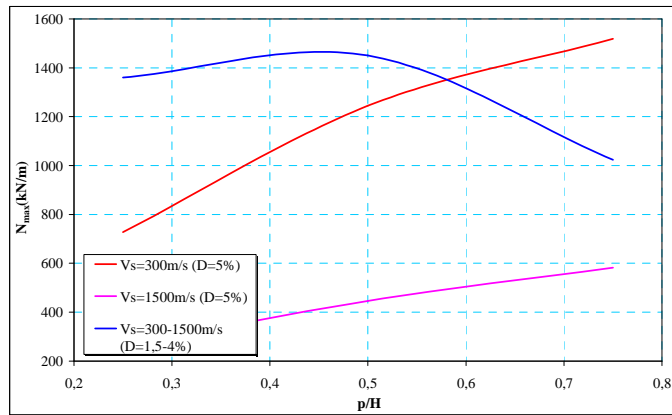
Figura 6.20. Estratificación para la rigidez (a) y el amortiguamiento (b) del suelo

Dado, además, que la interacción es máxima cuanto menor es la distancia de separación entre túneles, se harán las simulaciones suponiendo esta situación ($S=3R$), y variando la profundidad (p) de la estructura en el estrato, para evaluar así el efecto que tendrá ésta bajo la hipótesis de un perfil estratificado, siendo el resto de los parámetros geométricos idénticos a los del apartado anterior.

En las *Figuras 6.21 (a) y (b)*, se muestra el coeficiente de interacción sísmica y los axiles circunferenciales máximos, respectivamente, en función de la profundidad relativa (p/H) de los mismos en el estrato, para el caso de un par de túneles gemelos de radio $R=4\text{ m}$, y espesor $e/R=10\%$, distanciados entre sí $3R$.



(a)



(b)

Figura 6.21. Coeficiente de interacción (a) y axil circunferencial (b) máximos en función de la profundidad para un suelo estratificado en rigidez y amortiguamiento comparado con un suelo no estratificado

El hecho de considerar en las simulaciones numéricas la variación de propiedades que existe en un medio estratificado, conduce a la obtención de mayores coeficientes de interacción sísmica, que llegan a estar en el entorno del 25 %, tal como se aprecia en la *Figura 6.21 (a)*, por lo que resulta importante conocer, aunque sea de manera aproximada, el perfil de suelo en el que se pretende ubicar las estructuras y, de ahí, su grado de estratificación.

Sin embargo, la conclusión general que se obtiene de este apartado es que los esfuerzos en el revestimiento serán mayores cuanto menos rígido sea el estrato que circunda el revestimiento, y cuanto menor sea el amortiguamiento de los estratos subyacentes.

6.4.3. Influencia de los parámetros geométricos del modelo numérico

6.4.3.1. Profundidad de los túneles en el estrato

Como se concluía en el anterior apartado, cuanto mayor es la profundidad de las estructuras en el estrato, mayor es la energía que transportan las ondas sísmicas cuando alcanzan aquéllas, y mayores son las deformaciones que experimentan suelo y revestimiento de los túneles sin poder predecir, a priori, la influencia en el coeficiente de interacción de sísmica.

Por ello, bajo la hipótesis de un solo estrato de propiedades uniformes y haciendo uso del código *ESES*, se han considerado tres profundidades de los túneles en el estrato ($1/4H$, $1/2H$, $3/4H$), evaluando la influencia de dicha profundidad tanto en el coeficiente de interacción sísmica (*Figura 6.22*), como en los axiles circunferenciales máximos (*Figura 6.23*), suponiendo túneles de radio 4 m , espesor del revestimiento $e/R=10\%$, y distancia entre ejes $S=3R$.

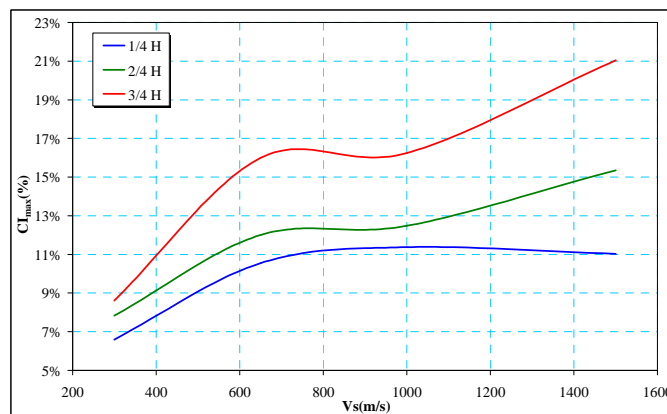


Figura 6.22. Coeficiente de interacción sísmica máximo en función de la rigidez del estrato (V_s) para diferentes profundidades

De la *Figura 6.22* se desprende que la interacción es mayor cuanto menor es la rigidez relativa entre el revestimiento y el suelo (conclusión previamente obtenida), y

cuanto mayor es la profundidad de las estructuras en el estrato (mayor energía de la onda y, también, mayores deformaciones en el suelo).

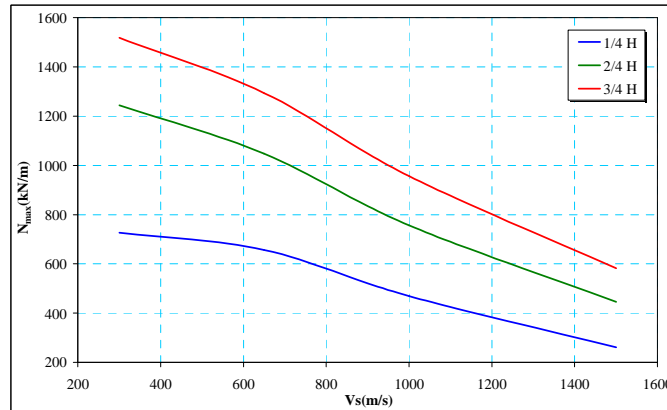


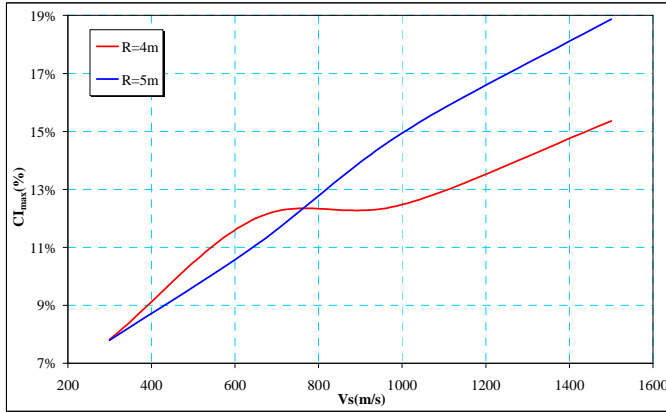
Figura 6.23. Coeficiente de interacción sísmica (a) y axil circunferencial (b) máximos en función de la rigidez del estrato (V_s) para diferentes profundidades

Y, de igual manera, cuanto mayor es la profundidad de los túneles en el estrato, mayores son los axiles circunferenciales, por el mismo motivo que se ha dicho previamente. Esta conclusión también fue obtenida por El-Nahhas et al. [24] en su trabajo sobre un solo túnel. Todo esto viene a reflejar que, si bien es cierta la idea tradicional de que las estructuras subterráneas son más seguras que las superficiales, la propia estructura subterránea se verá sometida a mayores esfuerzos, y a mayores interacción sísmicas, cuanto mayor sea la profundidad de la misma en el estrato.

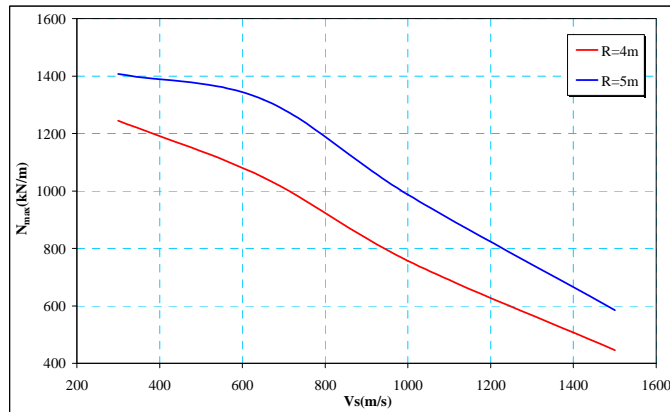
6.4.3.2. Relación espesor/radio del revestimiento

Al estar estudiándose túneles de sección circular, las dimensiones que influyen en su tipología estructural son el radio medio (R) y el espesor del revestimiento (e). Por un lado, la influencia del radio podría ser entendida como que, a menor radio, la estructura es más rígida, por lo que sufrirá unas mayores tensiones para un mismo nivel de deformación en el suelo circundante, lo cual no es del todo cierto puesto que las propias dimensiones de la estructura influyen en el campo deformacional en el terreno alrededor de la misma, no pudiéndose establecer una regla general, ni mucho menos predecir nada acerca del coeficiente de interacción sísmica.

Por todo ello, se procederá a realizar las simulaciones numéricas oportunas, haciendo uso del código *ESES*, escogiendo dos radios diferentes de los túneles (4 m y 5 m), y manteniendo la relación de espesor con el radio de: $e/R=10\%$, para una separación entre ejes de $3R$. En las Figuras 6.24 (a) y (b), se recogen el coeficiente de interacción sísmica y los axiles circunferenciales máximos, respectivamente, en función de la rigidez del estrato, al variar el radio medio del túnel.



(a)



(b)

Figura 6.24. Coeficiente de interacción sísmica (a) y axil circunferencial (b) máximos en función de la rigidez del suelo para diferentes radios ($e/R=10\%$)

De las dos figuras anteriores puede deducirse que si bien el coeficiente de interacción sísmica varía ligeramente con el radio, los axiles circunferenciales máximos son mayores para estructuras de mayor diámetro, ya que se da la circunstancia de que, a medida que el radio es mayor, el revestimiento se deformara más por ser más flexible la estructura, conclusión también obtenida por El-Nahhas et al. [24] pero para el caso de un solo túnel.

Todo esto, unido a que el espesor también es mayor, hace que no se pueda establecer, como una norma general que cuanto mayor es el radio, mayores son los estados tensionales, por lo que se hace necesaria una comparación en base a las tensiones normales circunferenciales máximas en el revestimiento que aparecen en cada caso.

Por ejemplo, para el caso de dos túneles, cuya distancia de separación entre ejes es $3R$, y situados a una profundidad media en el estrato, las tensiones circunferenciales máximas para los dos radios considerados son:

$$\begin{array}{l} \sigma_{\theta}^{\max}(R = 4 \text{ m}) = 5,65 \text{ MPa} \\ \sigma_{\theta}^{\max}(R = 5 \text{ m}) = 5,33 \text{ MPa} \end{array}$$

Como era de esperar al ser el túnel de $R=5 \text{ m}$ más flexible, las tensiones resultan algo inferiores respecto al de $R=4 \text{ m}$, pero tan solo un $5,7 \%$.

Si se considera el caso opuesto, en el que se mantiene el radio, y se hace variar el espesor del revestimiento, la conclusión es similar a la previamente discutida: cuanto menor sea éste último, más flexible es la estructura, pero también pueden ser mayores las tensiones por ser más reducida la sección.

Para aclarar el posible efecto del espesor del revestimiento en la interacción entre los túneles, se han realizado unos nuevos análisis numéricos de dos túneles de $R=5 \text{ m}$, cada uno de ellos, y separados $S=3R$. Las relaciones de espesores de los revestimientos supuestas ha sido: $e/R=8 \%$ y 10% , llegándose a los resultados expuestos en las Figuras 6.25 (a) y (b), donde se recogen el coeficiente de interacción sísmica, y los axiles circunferenciales máximos, respectivamente.

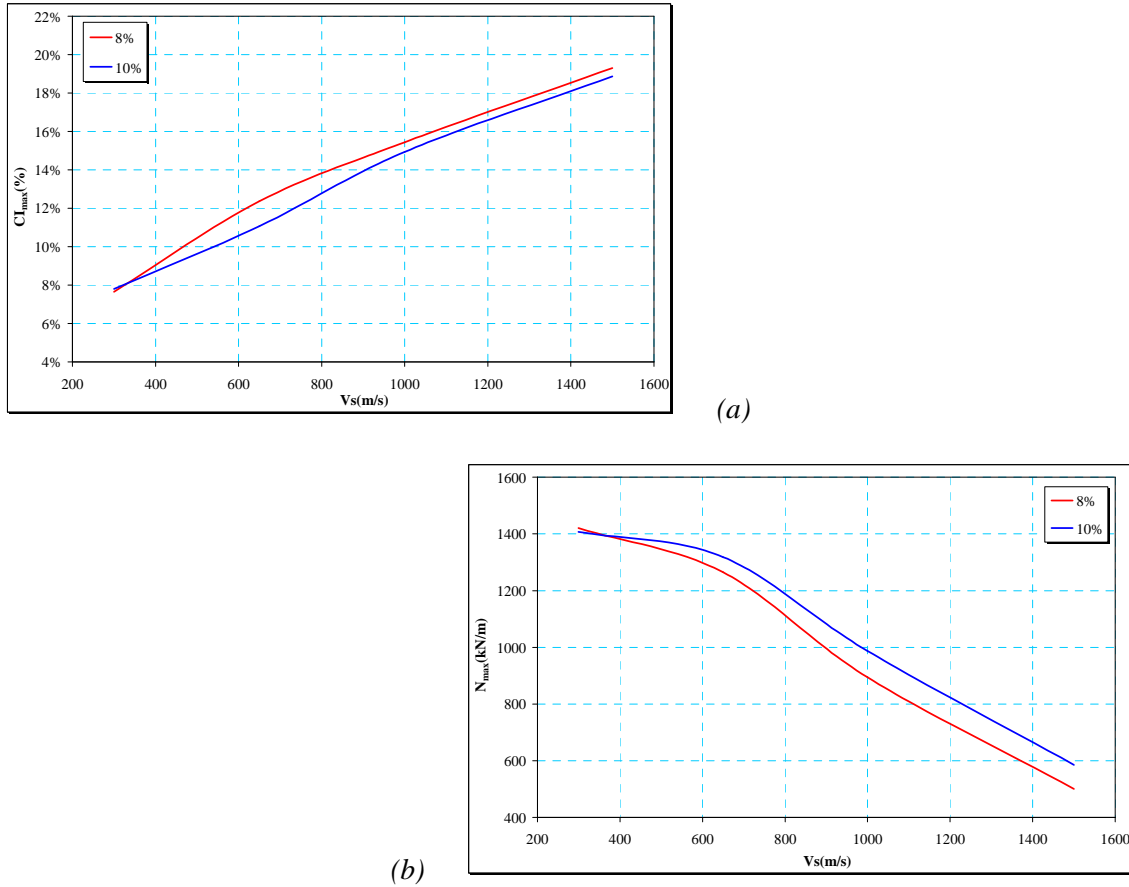


Figura 6.25. Coeficiente de interacción sísmica (a) y axil circunferencial (b) máximos en función de la rigidez del estrato para dos relaciones e/R

Como se desprende de las figuras anteriores, la influencia del espesor relativo del revestimiento de los túneles en el coeficiente de interacción sísmica es pequeña, pero en lo relativo a los axiles circunferenciales, se observa que se incrementan a medida que el espesor del revestimiento es mayor dado que, al suceder esto, el túnel es más rígido. En términos de tensiones circunferenciales la influencia del espesor relativo del revestimiento es:

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta}^{\max} (e/R = 8\%) &= 5,68 MPa \\ \sigma_{\theta}^{\max} (e/R = 10\%) &= 5,38 MPa \end{aligned}$$

De lo anterior se deduce que como el espesor es menor, las tensiones son ligeramente superiores (5,6 %), mientras que el axil circunferencial máximo es inferior.

6.4.3.3. Tamaño de la malla de elementos finitos y número de ciclos de clonación

Si bien la reducida capacidad computacional de hace décadas restringía mucho el tamaño de la malla del modelo numérico, en la actualidad este tipo de limitación no es tal, por lo que en este apartado se tratará de extraer una medida de la variación de los resultados con el tamaño del elemento haciendo uso del código *ESES*. Para ello se realizan las simulaciones de un par de túneles gemelos de radio $R=4\text{ m}$ y $e/R=10\%$, suponiendo una distancia de separación entre ejes $3R$, con objeto de evaluar en qué medida varían los esfuerzos respecto al tamaño característico del elemento ($2,5\% H$ y $5\% H$, siendo H la altura del estrato).

En la *Figura 6.26*, se muestran las mallas con cada tamaño de elemento, donde la primera de ellas (*Figura 6.26 (a)*, tamaño característico del elemento de $2,5\% H$), se modela el revestimiento con 7 elementos por cuadrante, y en la segunda (*Figura 6.26 (b)*, tamaño característico del elemento de $5\% H$), se modela el revestimiento con 4 elementos por cuadrante.

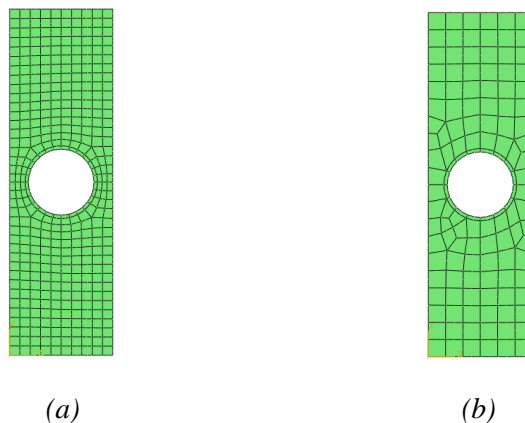


Figura 6.26. Modelos numéricos con tamaño característico del elemento $2,5\% H$ (a) y $5\% H$ (b)

En la *Figura 6.27* se muestra la variación porcentual entre los máximos axiales circunferenciales obtenidos con el modelo de la *Figura 6.26 (a)*, respecto de los obtenidos con el modelo de la *Figura 6.26 (b)*.

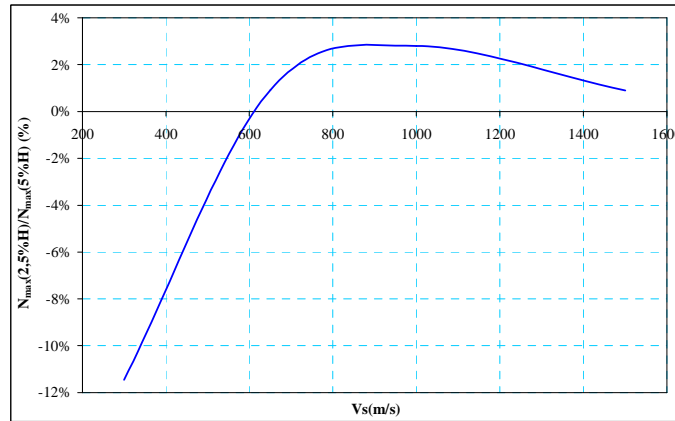


Figura 6.27. Diferencia (%) entre el axil circunferencial máximo con malla de 2,5 %H de tamaño característico del elemento respecto a la malla de 5 %H

Los resultados recogidos en esta última figura demuestran la consistencia del código *ESES* en cuanto a que los resultados, en términos de axiles circunferenciales máximos, apenas varían con el tamaño característico del elemento de la malla, aunque sí que existe una variación apreciable en los resultados con el tamaño de la malla para el suelo menos rígido ($V_s=300$ m/s), esto es debido a que según recomiendan Lysmer et al. [55], el tamaño máximo del elemento para transmitir adecuadamente la onda viene dado por:

$$h_{\max} = \frac{1}{5} \cdot \frac{V_s}{f_{\max}} \quad (6.1)$$

por lo que para cada uno de los suelos considerados en el análisis, y para dos frecuencias máximas diferentes ($f_{\max}=25$ -50 Hz), mucho mayores que las típicas de un sismo, los tamaños máximos del elemento serían los mostrados en la *Tabla 6.2*.

Tabla 6.2. Tamaño máximo del elemento en para los diferentes tipos de suelo

$V_s(\text{m/s})$	$h_{\max}(\text{m})$ ($f_{\max} = 25$ Hz)	$h_{\max}(\text{m})$ ($f_{\max} = 50$ Hz)
300	2,4	1,2
650	5,2	2,6
1000	8	4
1500	12	6

Cuanto menor es la rigidez del estrato (V_s), menor resulta el tamaño del elemento que se debería emplear, por lo que la simulación numérica con un suelo de $V_s=300$ m/s va a ser la que más influencia tiene con el tamaño de malla, proporcionando

aún así, resultados muy próximos a los obtenidos con el tamaño de malla superior. Sin embargo, el reducir el tamaño de malla incrementa mucho los tiempos de cálculo, pasando de entorno a *1,5 horas* con el tamaño de elemento de $5 \%H$, a unas *30 horas* con el tamaño de elemento de $2,5 \%H$, es decir, pasando de *455 nodos* y *129 elementos*, a *1288 nodos* y *388 elementos*. Por tanto, al multiplicar por 3 el número de nodos/elementos, el tiempo de simulación lo hace en 20, algo que se podría reducir haciendo una programación más profesional del código, algo fuera del alcance de esta *Tesis*.

Si bien a lo largo de todo el estudio se está empleando el menor número de ciclos de clonación necesarios (*15*), en este apartado se demuestra cómo con dicho número de ciclos los resultados son los correctos. Para ello se hacen las simulaciones para un modelo numérico de tamaño característico de elemento $2 m$, con los mismos parámetros geométricos enunciados en este apartado, y se hace variar el número de ciclos de clonación entre *10* y *25*, considerando un suelo de $V_S=1500 m/s$ por ser el de mayor velocidad de propagación de la onda que se considera en este trabajo, recogiendo los resultados en términos de axiles circunferenciales en la *Tabla 6.3*.

Tabla 6.3. Axiles circunferenciales en función del número de ciclos de clonación

N_{cic}	$N_{max}(kN/m)$	Diferencia (%) respecto a 15 ciclos
10	445,589	-0,07
15	445,885	0
20	445,885	0
25	445,885	0

Observando los resultados de esta última tabla queda demostrado que *15* ciclos de clonación para un 5% de amortiguamiento interno, son más que suficientes como para que el *Borde Clonado* represente, fielmente la condición de infinitud, siendo escaso un número de ciclos de clonación inferior a *10*.

6.4.4. Comparación de esfuerzos en el revestimiento

Resulta evidente pensar que en la forma de trabajo de este tipo de estructuras predominan, en una sección del revestimiento, los axiles circunferenciales, frente a cortantes y flectores debido al pequeño espesor ($e/R \sim 10\%$), es decir, se trata de una estructura que presenta un comportamiento más tipo lámina que placa. Sin embargo, resulta interesante también conocer el valor de dichos esfuerzos, por lo que se realizarán las simulaciones oportunas al caso de un túnel centrado en el estrato, de radio $R=4\text{ m}$, y $e/R=10\%$, asumiendo un estrato de propiedades uniformes (Tabla 6.1) y con un amortiguamiento interno del 5 %. Para este caso, en la Figura 6.28 se recogen los máximos esfuerzos axiles circunferenciales, cortantes y momentos flectores que aparecen en el revestimiento de los túneles en un sistema de coordenadas polares.

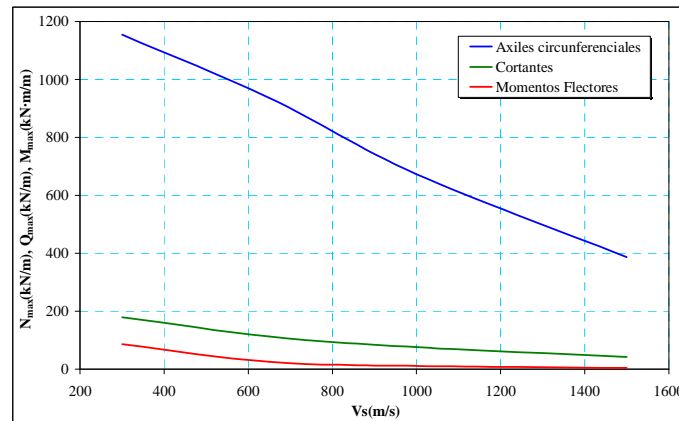


Figura 6.28. Comparación de esfuerzos máximos en la sección del revestimiento en función de la rigidez del suelo

De esta última figura puede extraerse como conclusión el hecho de que los axiles circunferenciales son predominantes frente a los otros dos tipos de esfuerzos, de ahí la poca importancia de las tensiones generadas en el revestimiento por los esfuerzos cortantes, frente a la que producen los axiles circunferenciales. Si por ejemplo, se comparan las tensiones normales circunferenciales debidas a esfuerzos axiles y momentos flectores, frente a las tensiones de cortadura debidas a esfuerzos cortantes, para un túnel en un estrato de $V_s=300\text{ m/s}$, se tiene lo siguiente:

$$\begin{array}{l} \sigma_{\theta}^{\max} = 5,267 MPa \\ \tau_{r\theta}^{\max} = 0,616 MPa \end{array}$$

es decir, las tensiones tangenciales pueden ser obviadas en el diseño del revestimiento de los túneles siempre y cuando su espesor sea pequeño (por ejemplo inferior al $10 \%R$).

6.4.5. Frecuencia de corte

Los primeros códigos numéricos desarrollados para el estudio de la *ISE* en condiciones sísmicas presentaban limitaciones debido a las escasas capacidades computacionales de los ordenadores de la época, por lo que, aunque incluyeran un *Borde Transmisor* exacto, no podían analizar en pasos de tiempo muy pequeños o en muchas frecuencias, como es el caso del código *FLUSH*, que sólomente calcula la solución del problema para un determinado número de frecuencias, interpolando los resultados para frecuencias intermedias; esto tiene el inconveniente de no considerar componentes frecuenciales que pudieren resultar de importancia.

La mejora introducida en el código *ESES*, respecto de la limitación citada, es que es capaz de estudiar todo el intervalo discretizado de frecuencias dadas por la *FFT*, por ello permite extraer la influencia de introducir una frecuencia de corte, pues cuanto menor es el número de frecuencias a analizar, menor será el tiempo de simulación, y por tanto se podrán realizar modelos más grandes o de menor tamaño de malla.

Para ver esta influencia, se compararán los resultados de calcular con todo el espectro ($f_{max}=50 Hz$), con los resultantes de tomar frecuencias de corte de $10, 15$ y $25 Hz$, para un modelo de túneles a una profundidad media en un estrato de propiedades uniformes según las dadas en la *Tabla 6.1*, de radio $R=4 m$ y $e/R=10 \%$ y para un amortiguamiento interno del 5% .

En la *Figura 6.29* se recogen los resultados obtenidos en términos de axiles circunferenciales máximos, considerando una frecuencia de corte en el análisis, respecto al análisis de todo el espectro de frecuencias de *Fourier*.

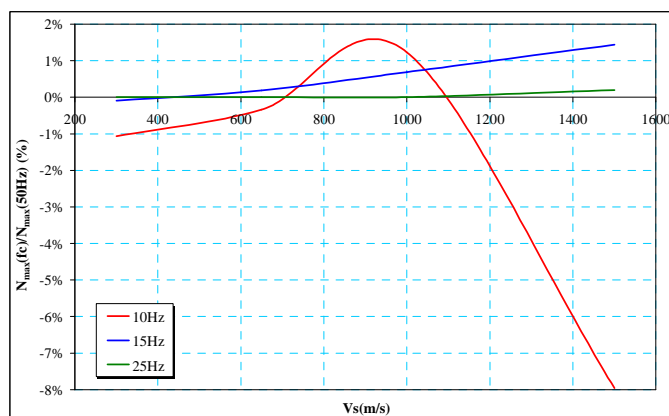


Figura 6.29. Diferencia (%) en los axiles circunferenciales máximos para diferentes frecuencias de corte en el análisis

Con los resultados mostrados en esta figura se concluye que conviene estudiar siempre la mayor cantidad de frecuencias posible; si bien con una frecuencia de corte superior de 15-20 Hz los resultados apenas difieren respecto al estudio de todo el espectro de frecuencias de *Fourier*, cuanto más rígido es el estrato, mayor es el error que se comete al despreciar las frecuencias altas, dado que su frecuencia natural es mayor.

6.4.6. Efecto de un tercer túnel

A lo largo de todo el documento, y sobretodo desde un principio, el objetivo era conocer el efecto de interacción sísmica entre un par de túneles gemelos paralelos, de las mismas características (dimensiones y propiedades). Sin embargo, resulta de interés estimar el efecto de un túnel paralelo intermedio, con las mismas propiedades del revestimiento que los principales pero de diferente geometría, por lo general de diámetro inferior. Este túnel suele emplearse como de emergencia ante algún incidente, o bien como medio de evacuación de los dos túneles principales.

Para ello se ha elaborado un modelo numérico teniendo en cuenta la antimetría del problema cuando se consideran ondas de corte propagándose verticalmente, como el que se muestra en la *Figura 6.30*, en el que se supone un par de túneles gemelos, de $R=4\text{ m}$ y $e/R=10\%$, distanciados entre sí $6R$, con un tercer túnel paralelo intermedio de $r=2\text{ m}$ y $e/r=10\%$, distanciado con cada túnel por $3R$.

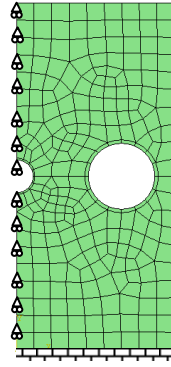


Figura 6.30. Modelo numérico con antimetría de un par de túneles gemelos con túnel intermedio paralelo

Para estimar el efecto de dicho túnel, se comparan los resultados obtenidos de las simulaciones de un par de túneles gemelos distanciados $3R$, con una relación de espesor $e/R=10\%$, y un diámetro de 8% en un estrato de propiedades uniformes dadas por la *Tabla 6.1* y con un amortiguamiento interno del 5% , haciendo uso del código *ESES*.

En la *Tabla 6.4* se recogen los resultados de los axiles circunferenciales máximos en función de la rigidez del estrato, comparando el caso de tercer túnel con el caso de solamente túneles gemelos.

Tabla 6.4. Comparación de los axiles circunferenciales máximos con y sin galería central

V_s (m/s)	300	650	1000	1500
$N_{max}(kN/m)$ Sin 3 ^{er} túnel ($S = 3R$)	1244,534	1047,721	756,987	445,885
$N_{max}(kN/m)$ Con 3 ^{er} túnel ($S = 3R-3R$)	1194,936	999,462	730,097	435,806
$\Delta N(\%)$	-4,0	-4,6	-3,6	-2,3

Como se aprecia en los resultados de esta tabla, el efecto del tercer túnel reduce ligeramente los axiles circunferenciales máximos de interacción y, además, todas las simulaciones dan como resultado que es en los túneles principales (mayor diámetro) donde se producen los mayores esfuerzos en el revestimiento.

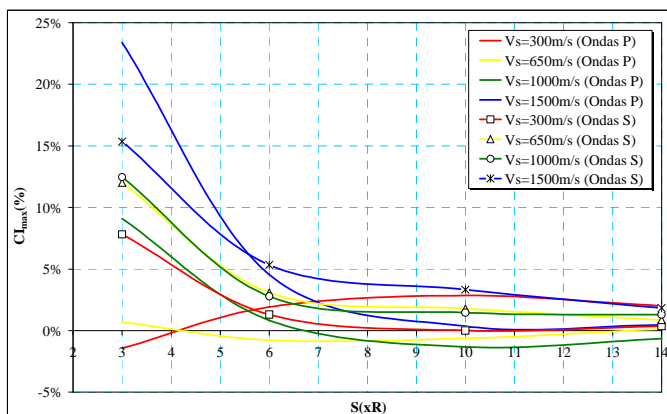
Por tanto, se puede concluir que en el caso de existir un tercer túnel paralelo intermedio, y suponiendo la acción de ondas de corte propagándose verticalmente, la interacción se reduciría, respecto a la existente entre los túneles gemelos.

6.4.7. Interacción sísmica con ondas de compresión

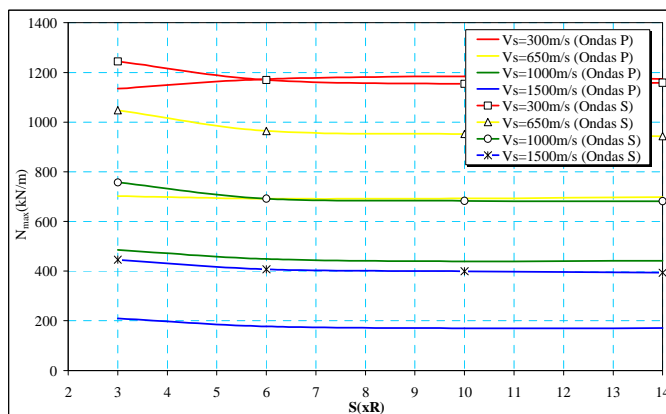
La mayor velocidad de las ondas de compresión hace que éstas alcancen antes las estructuras que las ondas de corte, por lo que podría considerarse el efecto separado de ambos tipos de ondas, o bien si se desea, hacer una combinación de efectos de acuerdo a las recomendaciones de la *Regulatory Guide 1.92* [94].

Si se hace un estudio con ondas de compresión de túneles de radio $R=4\text{ m}$ y $e/R=10\%$, situados a una profundidad media en un estrato con las propiedades de la *Tabla 6.1* y amortiguamiento interno del 5% , se podrían comparar los resultados así obtenidos con los resultados homólogos de los estudios con ondas de corte.

En las *Figuras 6.31 (a) y (b)*, se recogen los resultados en términos de coeficiente de interacción sísmica y de axiles circunferenciales máximos, respectivamente, comparando ondas de corte con ondas de compresión.



(a)



(b)

Figura 6.31. Coeficiente de interacción sísmica (a) y axil circunferencial (b) máximos con ondas de corte y de compresión

Si bien los axiles circunferenciales máximos en el revestimiento inducidos por ondas de compresión son similares a los inducidos por ondas de corte, la interacción sísmica con ondas de compresión resulta ser superior a la obtenida con ondas de corte cuando la rigidez relativa entre el revestimiento y el suelo es pequeña.

6.5. Comparación analítico-numérica 2-D bajo la hipótesis de contacto perfecto

Como se comentaba en el *Capítulo 2*, los modelos analíticos hasta la fecha para el cálculo de los esfuerzos en el revestimiento de un túnel precisan, como parámetro de entrada para contabilizar la acción sísmica, la deformación angular máxima (γ_{max}) bien que cabe esperar de alguna correlación con la aceleración máxima, bien calculada con la *Ecuación 2.1*, o bien obtenida mediante algún código numérico del estudio del sistema de *Campo-Libre*.

Hoy día, con la gran cantidad de códigos numéricos disponibles, no es difícil la estimación de la deformación angular máxima a la altura de las estructuras, mientras que su estimación mediante la aproximación de la velocidad máxima de las partículas, sobrevalora ampliamente los resultados, llegando a predecir deformaciones hasta 6 veces superiores para el suelo más rígido como se muestra en la *Figura 6.32*.

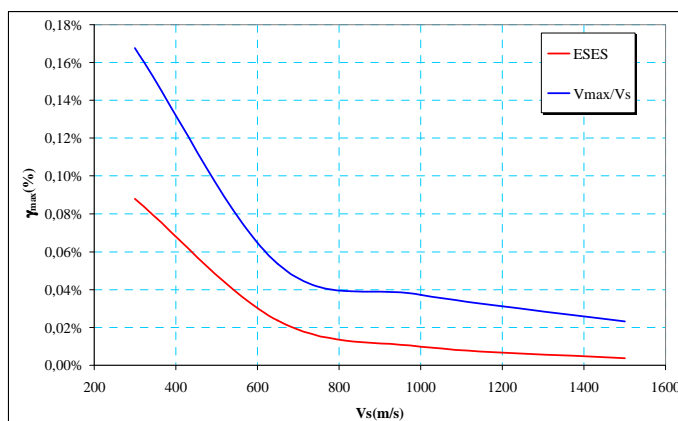


Figura 6.32. γ_{max} por aproximación y por cálculo 1-D por elementos finitos (ESES)

Por ello, a la hora de emplear un modelo analítico, la primera recomendación que se proporciona es la de emplear algún código numérico (*SHAKE* [80], *FLUSH* [55], *EERA* [6], *ESES*, etc.) que, de una manera rápida, estime la deformación angular máxima a la altura de las estructuras.

Conocida la deformación angular máxima de diseño, se puede recurrir a las expresiones analíticas planteadas en los diferentes modelos existentes y que se presentaron en el *Capítulo 2*, si bien cabe reseñar que solamente son aplicables al caso de un único túnel y, como se ha demostrado en esta investigación, el efecto de interacción con un túnel gemelo es importante, tanto más cuanto más próximas estén las estructuras, como queda patente en la *Figura 6.33*, donde se recogen las deformaciones angulares máximas en el suelo para el sistema de *Campo-Libre*, y se comparan cuando existen un par de túneles distanciados entre ejes $3R$.

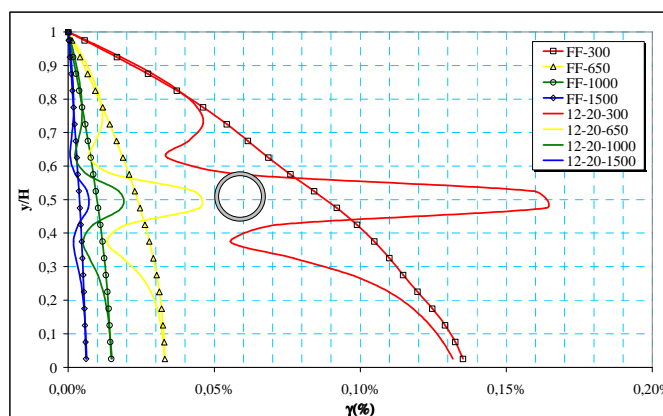


Figura 6.33. γ_{max} en el suelo para la condición de *Campo-Libre* y con un par de túneles para varios suelos

Si se considera el caso de un solo túnel de radio $R=4\text{ m}$ y relación $e/R=10\%$, situado a una profundidad media de un estrato de propiedades uniformes (*Tabla 6.1*), asumiendo para el mismo un amortiguamiento de tipo histerético-lineal del 5% , se puede hacer una comparación analítico-numérica de los resultados en términos de esfuerzos en el revestimiento de los túneles. Para ello, se comienza por la estimación de los coeficientes de compresibilidad (C) y flexibilidad (F), según las expresiones de Peck et al. [71] (*Ecuaciones 2.4 y 2.5*), o Einstein et al. [23] (*Ecuaciones 2.22 y 2.23*).

Habiéndose obtenido el valor de todos los parámetros necesarios para cada uno de los modelos analíticos expuestos, se calculan los esfuerzos axiales circunferenciales

máximos y se comparan con los predichos por el código *ESES* para el caso de un solo túnel (*Figura 6.34*).

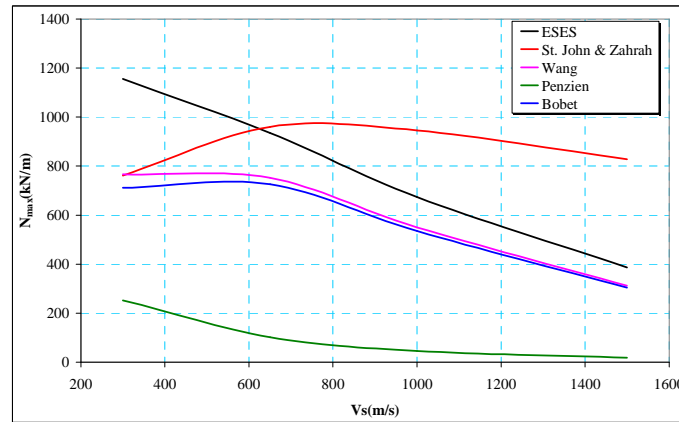


Figura 6.34. Axil circunferencial máximo en función de la rigidez para los diferentes modelos analíticos y con el código *ESES* para un solo túnel

Se aprecia en la *Figura 6.34* que salvo el modelo de St. John y Zahrah que tiene una tendencia dispar con la rigidez del estrato respecto de la que predice el código numérico, el resto de los modelos analíticos tienen una tendencia más similar entre ellos, siendo los modelos de Wang y Bobet los que más aproximan tanto el resultado, como la tendencia.

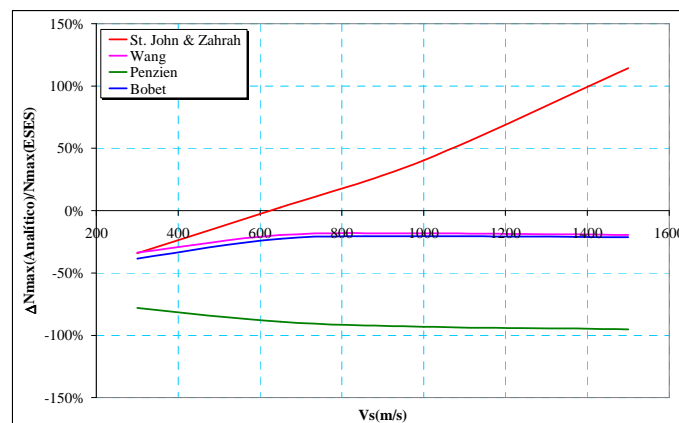


Figura 6.35. Diferencia (%) entre el axil circunferencial máximo de los modelos analíticos y el del código *ESES* para un solo túnel

Si se comparan porcentualmente los resultados analíticos y numéricos, se aprecia que induce a bastante error el modelo de Penzien, algo que ya concluyó Hashash et al. [37], en su trabajo de comparación de los resultados numéricos obtenidos para un solo

túnel con el código comercial *PLAXIS*, y los resultados de los modelos analíticos de Wang y de Penzien.

Sin embargo, Hashash hablaba de diferencias del orden del 700 % de los resultados del modelo Penzien respecto a los analíticos, mientras que las diferencias con el modelo de Wang que obtenía son apenas del 1 %, estando ambos modelos infravalorando los resultados. En este estudio también se ha obtenido que ambos modelos infravaloran los resultados, pero no en ordenes tan elevados (80 % para el de Penzien y 20 % para el de Wang). Esta diferencia respecto al trabajo de Hashash es debida a los dos siguientes factores:

- Deformación angular máxima estimada: Hashash hace uso de una γ_{\max} estimada a partir de una aceleración máxima que presupone en superficie (Hashash et al. [37]), lo cual es un procedimiento bastante más burdo que el aquí empleado, consistente en la obtención numérica de una γ_{\max} .
- *Borde Viscoso* de *PLAXIS*: como este código comercial emplea un borde no exacto, los resultados no pueden ser del todo fiables, pues en esta *Tesis* se están comparando los resultados analíticos con los numéricos del código *ESES* que emplea un borde exacto.

Todo esto pone de manifiesto la importancia en cuanto a la elección de la deformación angular de diseño, así como la necesidad de empleo de un buen *Borde Transmisor* si se pretende realizar una simulación numérica completa del problema.

Del resto de los modelos (Wang y Bobet) se concluye que son los más aproximados para un cálculo analítico rápido de los esfuerzos en el revestimiento, obteniéndose resultados infravalorados en un 40 %, siendo este el peor de los casos, que es cuando la rigidez relativa suelo-revestimiento es grande.

Esta misma conclusión es obtenida por Park et al. [69], en el estudio comparativo analítico-numérico de los resultados en términos de axiles circunferenciales que se producirían en un túnel revestido de sección circular, haciendo uso del código *FLAC*, para los estudios numéricos, y para los analíticos, los modelos de Penzien, Wang y Bobet.

Capítulo 7

ESTUDIO 3-D DE INTERACCION SÍSMICA ENTRE TÚNELES GEMELOS

7.1. Introducción

Una de las principales simplificaciones de cálculo en el ámbito de la ingeniería estructural es el estudio de los problemas tridimensionales como casos planos (tensión o deformación plana, o axisimetría). Si bien esta hipótesis es tanto más válida cuanto más se aproxime el problema real a un estado bidimensional, no siempre es posible hacer esta simplificación por lo que suele ser necesario la realización de un estudio del problema en las tres dimensiones del espacio.

Gracias a la elevada capacidad computacional disponible en la actualidad, cada vez más problemas son resueltos directamente mediante un modelo 3-D, tal y como se va a realizar en este capítulo, mediante el código *FLAC^{3D}* el cual ha sido, y es, muy empleado en problemas de índole geotécnica en estudios de proyectos de obra civil; una de sus últimas aplicaciones ha sido en el caso de los túneles de *Guadarrama* [1], donde se ha empleado para el análisis de los mismos.

Si bien los estudios 3-D son cada vez más comunes, no siempre se llevan a cabo por los elevados costes que conllevan. Sin embargo, en la presente investigación, este tipo de estudio ha sido motivado por:

- Estudiar la influencia de la tercera dimensión.
- Estudiar el efecto del ángulo de inclinación del frente de onda respecto a los ejes de los túneles.
- Estudiar el efecto del fenómeno de fricción-cohesión-contacto-separación.

Aprovechando las potencialidades que ofrece el código $FLAC^{3D}$ (*Borde de Campo Libre* extendido a la tercera dimensión, modelo hiperbólico del suelo, elementos tipo placa para las estructuras, estudio dinámico, etc.), se realizarán las simulaciones numéricas necesarias para llevar a cabo todos estos estudios, ampliando la malla que se utilizó en los estudios 2-D previos realizados con $FLAC$, pudiendo escoger la profundidad deseada y el número de elementos en la tercera dimensión como se muestra en la *Figura 7.1*.

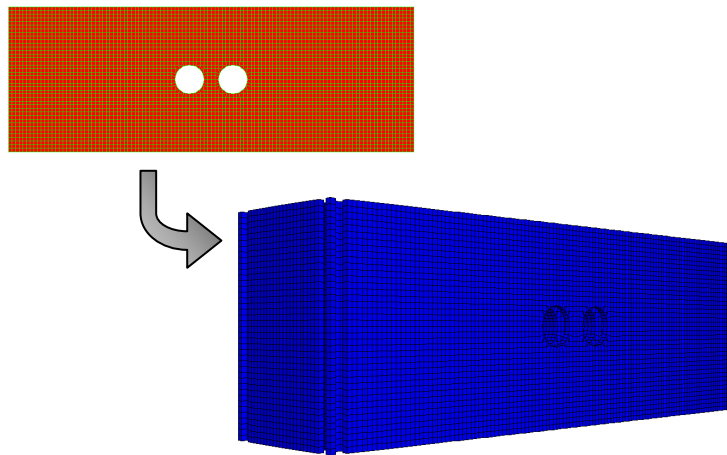


Figura 7.1. Mallado 2-D ($FLAC$) y mallado ampliado ($FLAC^{3D}$)

7.2. Hipótesis de partida

La complejidad de la extensión del *Borde Clonado* a la tercera dimensión, hace que la solución al problema 3-D haya tenido que realizarse mediante el empleo del código *FLAC^{3D}*, que dispone de la versión extendida a la tercera dimensión de su borde de *Campo-Libre*. Sin embargo éste se aplica, sin posibilidad de modificación, tanto en las caras laterales del modelo (al igual que en el caso 2-D), como en las caras anterior y posterior; esto es, tan sólo son posibles modelos del conjunto suelo-estructura en los que la longitud de los mismos en la tercera dimensión sea mucho mayor que en las otras dos.

Por otro lado, el resto de hipótesis serán las mismas que las realizadas para el análisis de los túneles en el caso 2-D y que fueron expuestas en el *Apartado 6.2* de este documento (salvo la hipótesis de deformación plana) añadiendo, además, una última hipótesis en cuanto al ángulo de inclinación (α) del frente de ondas respecto a los ejes de los túneles; para ello se suponen tres posibles ángulos de inclinación ($\alpha = 0^\circ - 45^\circ - 90^\circ$), correspondiéndose el de 90° con el caso tratado en 2-D (*Figura 7.2*).

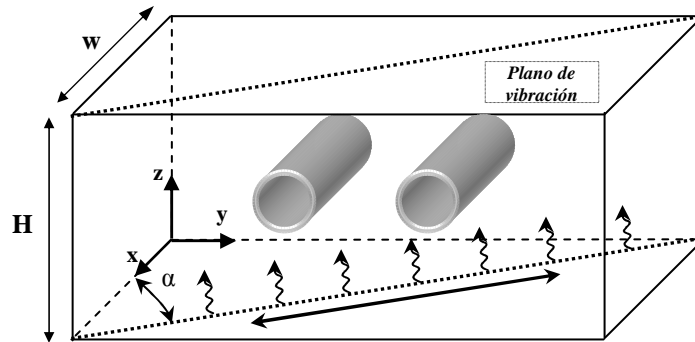


Figura 7.2. Plano de vibración y ángulo de inclinación

Para modelar el revestimiento de los túneles, se emplearán elementos triangulares tipo placa (*shell*) de 15 grados de libertad (*Dkt-Cst*, *FLAC^{3D} User's Manual* [16]), los cuales tienen 5 grados de libertad por nodo (3 traslaciones + 2 rotaciones), para contabilizar tanto la rigidez ante esfuerzos de membrana, como la rigidez ante esfuerzos de flexión (*Figuras 7.3 y 7.4 (a) y (b)*). El código también dispone de unos elementos similares pero de 18 grados de libertad (*Dkt-Csth*, *FLAC^{3D} User's Manual*

[16]), en los que se añade, además, el grado de libertad de giro que falta (giro en dirección perpendicular al plano del elemento), solo que no se emplearán por recomendar el propio manual del código *FLAC^{3D}* el uso de los citados en primer lugar.

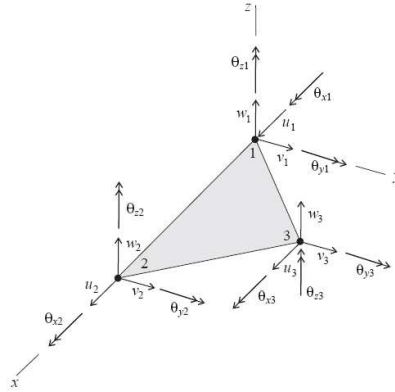


Figura 7.3. Elemento triangular “shell” con sus 18 grados de libertad (*FLAC^{3D} User’s Manual* [16])

Al tratarse de estructuras de pequeño espesor comparado con su dimensión principal (el radio), se considera que trabajan en un estado de tensión plana (la tensión en dirección perpendicular al plano de la placa es despreciable), con lo que solamente aparecerán esfuerzos de membrana (*Figura 7.4 (a)*) y esfuerzos de flexión (*Figura 7.4 (b)*).

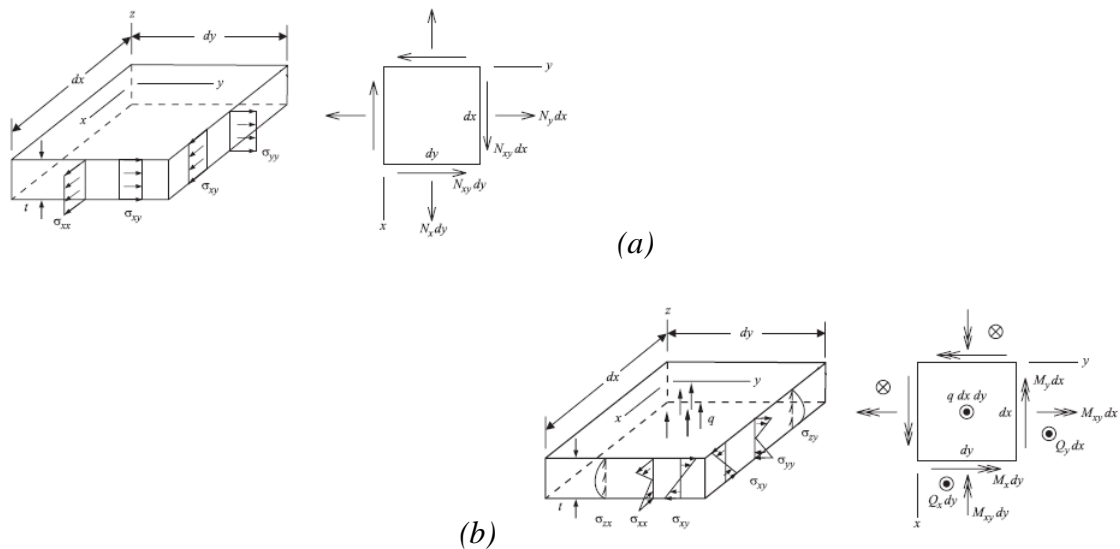


Figura 7.4. Esfuerzos de membrana (a) y de flexión (b) en un elemento tipo shell (*FLAC^{3D} User’s Manual* [16])

Para la obtención de los esfuerzos el código, de manera numérica, realiza una integración de las tensiones (*Ecuaciones 7.1*), de tal manera que se obtienen los esfuerzos por unidad de longitud, permitiendo así comparar los valores obtenidos con los del caso 2-D.

Al estar los elementos tipo “*shell*” que definen el revestimiento dispuestos de manera circular en el túnel, las direcciones x e y , definirán los esfuerzos longitudinales y circunferenciales, respectivamente.

$$\begin{aligned}
 M_x &= \int_{-e/2}^{e/2} \sigma_x z dz & Q_x &= \int_{-e/2}^{e/2} \tau_{xz} dz & N_x &= \int_{-e/2}^{e/2} \sigma_x dz \\
 M_y &= \int_{-e/2}^{e/2} \sigma_y z dz & Q_y &= \int_{-e/2}^{e/2} \tau_{yz} dz & N_y &= \int_{-e/2}^{e/2} \sigma_y dz \\
 M_{xy} &= \int_{-e/2}^{e/2} \tau_{xy} z dz & & & N_{xy} &= \int_{-e/2}^{e/2} \tau_{xy} dz
 \end{aligned} \tag{7.1}$$

Para la obtención de las tensiones a partir de la solución de desplazamientos, se calculan primero las deformaciones, a las cuales se aplica posteriormente la matriz de rigidez de la placa (*Ecuación 7.2*), y que, por tratarse de un material isótropo elástico-lineal, tiene la expresión dada por la *Ecuación 7.3*.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [D] \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \tag{7.2}$$

$$[D] = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-\nu)}{2} \end{bmatrix} \tag{7.3}$$

Cabe además decir que la forma que dispone el código *FLAC^{3D}* para generar el revestimiento de un túnel con elementos placa (ya que éstos son triangulares), es mediante el ensamblaje a pares de los elementos individuales, para dar lugar a un elemento placa de cuatro nodos (*Figura 7.5*).

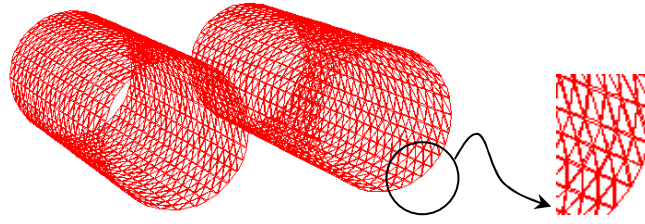


Figura 7.5. Mallado del revestimiento de los túneles con elementos placa

Al igual que en los modelos 2-D, se supondrá que los elementos que definen el revestimiento se encuentran conectados solidariamente con los elementos de suelo, compartiendo nodos y por tanto solidarizando los movimientos. En el *Apartado 7.3.2*, se considerará que los elementos del revestimiento interaccionan con el suelo pero con las características y propiedades de fricción-cohesión-contacto-separación (en adelante *FCCS*) que se explicarán en dicho apartado.

Además, para todas las simulaciones numéricas de este capítulo, se supondrán las dos siguientes simplificaciones:

- El sistema de suelo será el correspondiente a un solo estrato de propiedades uniformes: suelo *Número 2*, según la *Tabla 6.1*.
- La separación entre ejes de túneles será la mínima ($3R$), siendo los túneles de radio medio $R=4\text{ m}$ y relación de espesor-radio $e/R=10\%$.

7.3. Resultados de las simulaciones numéricas

Llegados a este punto, y dado que tanto los modelos de comportamiento, como los parámetros que ajustan los mismos serán idénticos a los empleados en el caso 2-D, lo único que queda por definir es la profundidad del modelo numérico en la tercera dimensión (w), pues al no poseer el programa un *Borde Transmisor* exacto, y al emplearse un modelo *No-Lineal* de comportamiento para el suelo, la distancia del borde a la zona de estudio tendrá cierta influencia.

Por otro lado, dada la gran cantidad de elementos tipo placa con los que se modela el revestimiento de los túneles, y al ser un análisis dinámico el que se lleva a cabo, resulta laborioso hacer un postproceso del que se obtenga el máximo valor de los esfuerzos axiales en todos los elementos. Por ello, para evitar la influencia del borde en los resultados, se extraerá el valor de los esfuerzos en los elementos de un anillo central del revestimiento en los puntos situados en: 0° , 90° , $\pm 45^\circ$, según un sistema de referencia polar centrado en el túnel, puesto que es donde se producen los máximos esfuerzos como se muestra en la *Figura 7.6*.

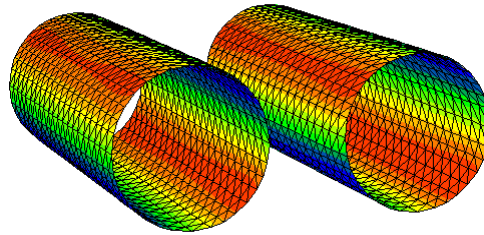


Figura 7.6. Axiles circunferenciales máximos a $\pm 45^\circ$ en una simulación numérica con ondas de corte con $FLAC^{3D}$

Para determinar la profundidad (w) del modelo numérico, se excita éste desde la base con ondas de corte, utilizándose el mismo acelerograma que el empleado en el caso 2-D ($a_{max}=0,15g$) con un ángulo de inclinación $\alpha = 90^\circ$ según el definido en la *Figura 7.2* pudiéndose, por tanto, ir variando el número de elementos en la tercera dimensión, de cara a estimar la longitud necesaria a modelar en dicha dirección por comparación de los resultados 3-D/2-D para el suelo *Número 2* de la *Tabla 6.1*.

La *Figura 7.7* muestra la diferencia porcentual entre los axiles circunferenciales máximos obtenidos en el caso 3-D y los obtenidos para el caso 2-D al ir variando el tamaño del modelo numérico en la tercera dimensión.

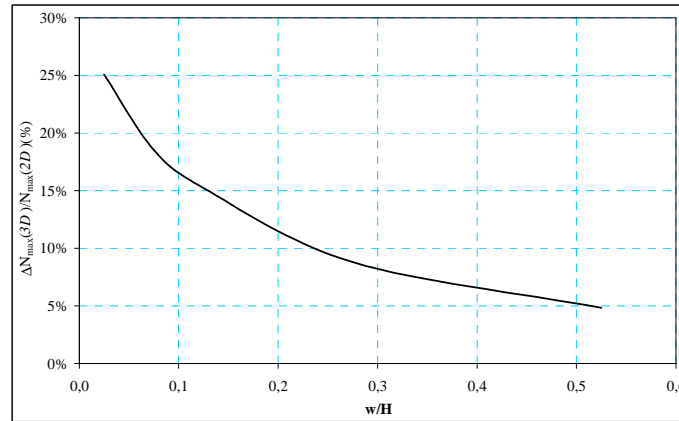


Figura 7.7. Diferencia (%) en los ejes circunferenciales máximos 3-D/2-D

De la anterior figura se deduce que la profundidad del modelo en la tercera dimensión debe ser, aproximadamente de: $w=0,5H$, siendo H la altura del estrato, ya que cuanto mayor es el número de elementos en la tercera dimensión que se consideran, evidentemente, mayor es el esfuerzo computacional.

Además, una conclusión importante que se extrae de dicha figura es que, el estudio 3-D proporciona mayores esfuerzos circunferenciales que el 2-D, debido a que la idea de que un estudio 2-D en deformación plana es más conservador, sólo es cierta en lo referente a los esfuerzos longitudinales que, como se verá más adelante, en ningún caso son superiores a los circunferenciales.

7.3.1. Influencia del ángulo de inclinación

Una vez fijado el tamaño del modelo numérico en la tercera dimensión, se realizan las simulaciones oportunas para ver la influencia de ángulo de inclinación del frente de onda respecto a los ejes de los túneles. Cabe esperar que para una inclinación de 0° , los esfuerzos predominantes sean los ejes longitudinales, y para 90° , los mismo pero de tipo circunferencial.

Las Figuras 7.8 (a) y (b), dejan constancia de lo dicho anteriormente, recogiendo el coeficiente de interacción sísmica y el valor de los esfuerzos axiales máximos, respectivamente, para un par de túneles gemelos de radio medio $R=4\text{ m}$, con un espesor de revestimiento $e/R=10\%$, distanciados entre sí $3R$, y ubicados a mitad de

altura de un estrato de 40 m. Estos parámetros geométricos son con los que se trabajará en adelante, haciendo uso del acelerograma de diseño definido en el *Capítulo 6*, el cual posee una aceleración pico de 0,15g, y se impone en la base del modelo numérico como ondas de corte viajando en dirección vertical.

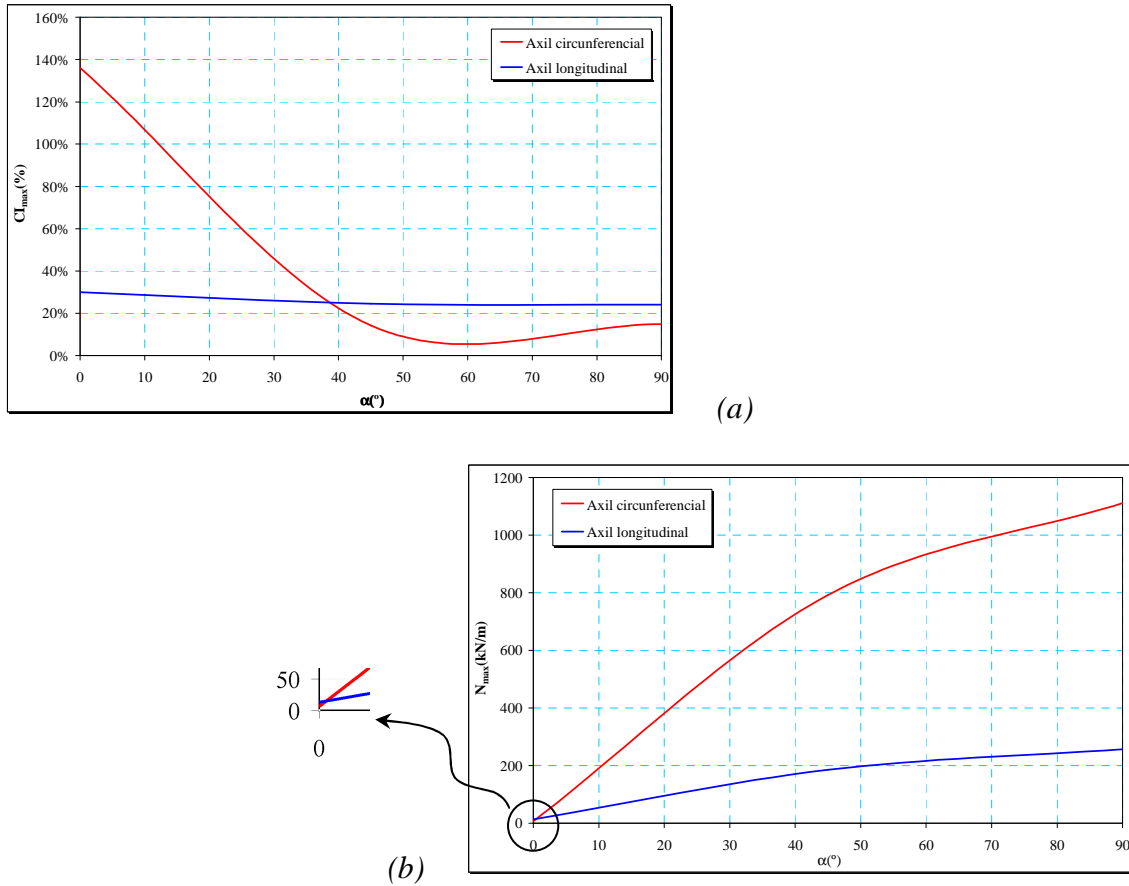


Figura 7.8. Coeficiente de interacción (a) y axiles (b) máximos en función del ángulo de inclinación

La interacción sísmica, en lo que se refiere a axiles longitudinales, es prácticamente independiente del ángulo de inclinación, mientras que en lo relativo a axiles circunferenciales, si que se ve influida por dicho ángulo. Además, como era de esperar, si el ángulo de inclinación es de 0°, los axiles longitudinales son superiores a los circunferenciales, sin embargo los valores de ambos son muy reducidos; y a medida que la inclinación aumenta, los esfuerzos axiles circunferenciales empiezan a predominar, siendo el caso más extremo el del ángulo de inclinación de 90° (análogo al caso 2-D), por lo que se puede concluir que un estudio 2-D, proporciona valores de los esfuerzos de diseño que envuelven los derivados de las posibles inclinaciones del frente de onda.

7.3.2. Influencia del efecto de fricción-cohesión-contacto-separación

El fenómeno *FCCS* en el estudio del comportamiento sísmico de estructuras enterradas fue también estudiado por Huo [39] mediante el código *ABAQUS*, llegando a la conclusión de que dicho fenómeno influye en los resultados de manera considerable, obteniéndose resultados más adversos cuando se consideraba el fenómeno *FCCS* con $\mu \neq 0$, que cuando se hacía con $\mu = 0$, siendo μ el coeficiente de rozamiento entre el terreno y la estructura.

Además, este fenómeno goza de importancia por la gran diferencia de rigidez que presentan los materiales que intervienen, lo cual ya lo tienen en cuenta los autores que han planteado los modelos analíticos comentados en el *Capítulo 2*.

Cabe decir también que el tipo de geometría considerada de un túnel (*Figura 7.9*) afecta mucho a este fenómeno, puesto que en función de la misma puede suceder que las separaciones no se produzcan o sean despreciables, o bien que el posible deslizamiento suelo-estructura tampoco se produzca, lo cual daría lugar a una simplificación en el proceso de simulación numérica, pudiendo modelar ambos materiales como solidarios en movimientos en el contacto, reduciendo así los tiempos de cálculo.

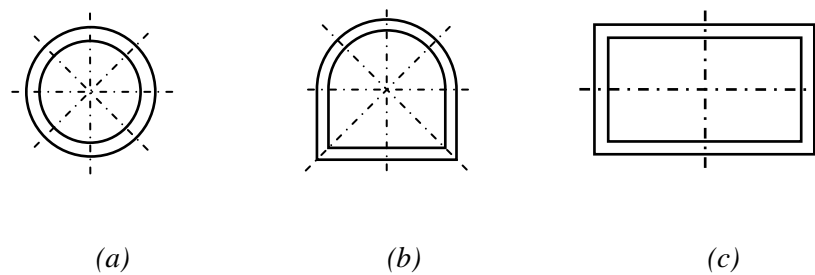


Figura 7.9. Secciones típicas de revestimiento de túneles: circular (a), bóveda (b), y rectangular (c)

Para el estudio numérico de este fenómeno, se puede recurrir a un modelo 2-D, sin embargo, ningún código numérico permite definir contactos entre elementos tipo viga y elementos 2-D, por lo que habría que modelar la estructura con elementos sólidos 2-D, o bien recurrir al caso 3-D, como se ha hecho en es estudio, donde se hace uso del

código $FLAC^{3D}$, el cual posee unos elementos tipo placa que los denomina “*liner*” ($FLAC^{3D}$ User’s Manual [16]) que posibilitan la simulación del fenómeno FCCS.

Habiéndose definido ya el modelo numérico 3-D, pero empleando elementos tipo “*liner*” en lugar de elementos tipo “*shell*”, se pasan a detallar las posibilidades que ofrece el código $FLAC^{3D}$ en cuanto a la definición del modelo de interacción FCCS.

- *Interacción normal (Figura 7.10)*: este tipo de interacción puede darse en dos situaciones:
 - *Tensión normal de compresión*: la interacción se produce de manera elástica-lineal como si de un resorte (de constante k_n) se tratara.
 - *Tensión normal de tracción*: en tracción admite el mismo comportamiento que en compresión, salvo que existe un límite (f_t) para la tensión normal a partir del cual se produciría la separación entre el terreno y la estructura.
- *Interacción tangencial*: admite las tres siguientes opciones:
 - *Tensión tangencial proporcional al deslizamiento entre el suelo y el revestimiento (Figura 7.11(a))*: el desplazamiento relativo entre el terreno y la estructura hace que se generen tensiones tangenciales de manera elástica-lineal (k_s) hasta un valor máximo (τ_{max}), independientemente de la tensión normal.
 - *Tensión tangencial de tipo friccional (Figura 7.11(b))*: cuando las tensiones normales de contacto entre el suelo y el revestimiento son de compresión, se generan tensiones tangenciales de tipo friccional a través de un ángulo de fricción ϕ .
 - *Tensión tangencial cohesiva constante (Figura 7.11(b))*: cuando las tensiones normales de contacto entre el suelo y el revestimiento son de tracción, se originan unas tensiones tangenciales de interacción constantes de valor c , y cuando se supera este valor debido a que se produce una separación ($\sigma_n = f_t$), se mantiene una tensión tangencial residual también constante de valor c_r .

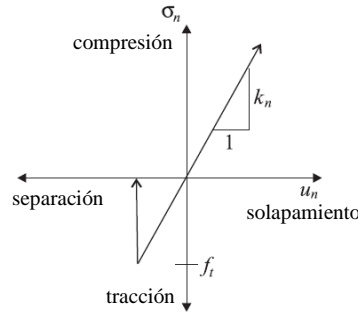


Figura 7.10. Tensión normal: contacto-separación (*FLAC^{3D} User's Manual [16]*)

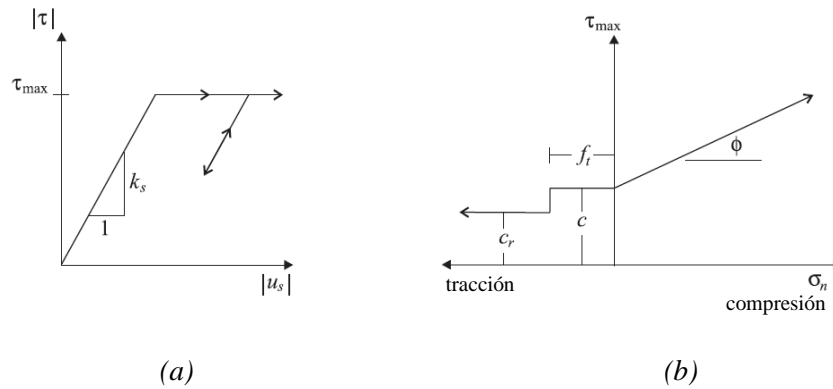


Figura 7.11. Tensión tangencial: (a) Cohesiva, (b) Friccional (*FLAC^{3D} User's Manual [16]*)

A pesar de la amplia gama de posibilidades que ofrece el código *FLAC^{3D}* en lo que a interacción *FCCS* se refiere (combinando y variando los valores de los parámetros dados), en la presente investigación se estudia un caso sencillo, dado que el ajuste de todos los parámetros resultaría complejo, y lo que se busca es más el obtener unos resultados de tipo cualitativo más que cuantitativo.

Para ello se supondrá que entre el terreno y el revestimiento de los túneles, la interacción *FCCS* que se produce es de tipo contacto-separación-fricción, es decir, se permiten las separaciones terreno-estructura sin ningún impedimento ($f_t = 0$), y cuando exista contacto entre las mismas por ser la tensión normal de compresión, se supondrá a modo de resorte con una rigidez elevada (k_n) que se calcula más adelante. Para el fenómeno de fricción, se supone un coeficiente de rozamiento de $\mu = 0,4$ (Huo [39]), que a su vez corresponde a un ángulo de rozamiento de $\phi = \arctan(0,4) = 21,8^\circ$.

El manual del código *FLAC^{3D}*, recomienda la siguiente expresión para la estimación de la rigidez normal de interacción suelo-hormigón:

$$k_n \approx 50 \cdot \max \left\{ \frac{K + \frac{4}{3} \cdot G}{\Delta z} \right\} \left(\frac{N}{m^3} \right) \quad (7.4)$$

siendo:

K, G: Módulo de compresibilidad y módulo de rigidez a cortadura del suelo circundante a la estructura, respectivamente.

Δz : Tamaño mínimo del elemento de suelo entorno al túnel.

Para el suelo considerado en este estudio:

$$\begin{cases} V_s = 650 \text{ m/s} \\ \rho = 2000 \text{ kg/m}^3 \\ \nu = 0,25 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} K = 1408,33 \text{ MPa} \\ G = 845 \text{ MPa} \end{cases}$$

En el modelo que se ha elaborado: $\Delta z = 1 \text{ m}$, por lo que la rigidez normal será:

$$k_n \approx 50 \cdot \left\{ \frac{1408,33 + \frac{4}{3} \cdot 845}{1} \right\} \cdot 10^6 = 1,2675 \cdot 10^{11} \left(\frac{N}{m^3} \right) \approx 1 \cdot 10^{11} \left(\frac{N}{m^3} \right) \quad (7.5)$$

El valor de esta rigidez interesa que sea alto, sin embargo, valores demasiado elevados conllevan grandes tiempos de simulación, por el hecho de que el paso de integración viene fijado por la rigidez más alta presente en el modelo numérico, de tal manera que a mayor rigidez, menor es el paso de integración.

Resumiendo, los valores de los parámetros de interacción FCCS a emplear, despreciando toda posible cohesión serán:

$$\begin{cases} k_s = 0 \\ \phi = 21,8^\circ \\ c = 0 \\ c_r = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} k_n = 1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^3 \\ f_t = 0 \end{cases}$$

Con estos parámetros, se realizan las simulaciones para los casos de uno y dos túneles gemelos en la situación más desfavorable de incidencia de la excitación sísmica ($\alpha=90^\circ$). La comparación de los resultados obtenidos con los resultados del modelo sin FCCS, se recogen en la *Tabla 7.1*.

Tabla 7.1. Axiles circunferenciales máximos sin y con FCCS

	$N_{max} (kN/m)$		$CI_{max}(\%)$
	1 túnel	2 túneles gemelos	
Sin FCCS	938,507	1060,169	12,96
Con FCCS	382,860	396,950	3,68
Diferencia (%)	-59,20	-62,56	-

Como se aprecia en la *Tabla 7.1*, los esfuerzos se reducen considerablemente al implementar el fenómeno FCCS, por lo que será de interés su inclusión en aquellos casos donde se requiera un cálculo menos conservador y más preciso.

Pero a pesar de la posible mayor exactitud de los resultados al considerar el problema de interacción sísmica incluyendo el efecto FCCS, los pasos temporales de integración se reducen un orden de magnitud. Si además se incrementa la rigidez de contacto ($k_n=10^{12} N/m^3$), los pasos temporales se reducen otro orden de magnitud, por lo que el tiempo de simulación se incrementa en ese mismo orden, resultando conveniente seguir las indicaciones del manual en lo que al cálculo de la rigidez de interacción se refiere, para no incurrir en tiempos de simulación excesivos.

Del mismo modo resulta de interés conocer en qué medida la reducción de la rigidez de interacción (k_n) modifica los resultados, por lo que se reduce este parámetro en un orden de magnitud, obteniéndose los resultados que se recogen en la *Tabla 7.2*.

Tabla 7.2. Axiles circunferenciales máximos para un par de túneles gemelos con diferentes k_n

$k_n=10^{10} N/m^3$	$k_n=10^{11} N/m^3$	Diferencia (%)
387,820	396,950	-2,30

Los valores de los esfuerzos se reducen a medida que la rigidez de interacción también lo hace, sin embargo esta reducción es apenas apreciable. El factor de proporcionalidad en este caso resulta ser:

$$\left(\frac{k_n}{\left(\frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z} \right)} \right) = \left(\frac{10^{10}}{\left(\frac{1408,33 + \frac{4}{3} \cdot 845}{1} \right)} \right) \cdot 10^6 \approx 4 \quad (7.6)$$

Por todo lo dicho, se recomienda el uso de unos valores de la rigidez normal de interacción de entre 1-5 veces el parámetro de rigidez equivalente del modelo.

Vistos los resultados obtenidos con un modelo de *FCCS* en el que se consideran los efectos conjuntos de contacto y fricción, se presentan los resultados obtenidos eliminando el contacto friccional, para ver la influencia de éste último en los resultados. Para ello se considerará: $k_n = 10^{10} \text{ N/m}^3$, siendo $\mu = 0$.

Tabla 7.3. Axiles circunferenciales máximos para un par de túneles gemelos con y sin fricción

$\mu=0,4$	$\mu=0$	Diferencia (%)
387,820	387,060	-0,2

Como se aprecia en la *Tabla 7.3*, en la que se recogen los valores máximos de los axiles circunferenciales, el coeficiente de fricción apenas influye en los resultados, al contrario de lo que obtuvo Huo. Esto resulta evidente pues las zonas de contacto no son perpendiculares a la dirección de propagación de la onda (al ser la sección circular), no existiendo, entonces, apenas deslizamiento entre el suelo y el revestimiento para una geometría circular. Por el contrario, en el estudio de Huo, la geometría resulta ser rectangular, por lo que el deslizamiento es considerable.

Si bien se ha demostrado en este capítulo que la inclinación de 90° del frente de ondas es la que proporciona los esfuerzos en el revestimiento más elevados, la principal conclusión que se obtiene de este estudio es que para estructuras subterráneas de sección circular, el coeficiente de fricción suelo-estructura (μ) apenas influye en los resultados pudiendo definirse, solamente, el contacto normal con posible separación para obtener unos resultados más fieles. Aún así, queda abierta la línea de investigación de la influencia en las tensiones que se inducen en el revestimiento al aplicar los modelos de cohesión, que en el caso de ser aquéllas importantes, se requerirían estudios numéricos más detallados, e incluso experimentales.

Capítulo 8

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

8.1. Conclusiones

Las investigaciones llevadas a cabo en la presente *Tesis Doctoral*, han dado lugar a diversas conclusiones relativas al problema sismo-resistente de túneles gemelos de sección monolítica circular, las cuales se presentan a continuación.

Conclusiones generales:

- El problema de interacción suelo-estructura en condiciones sísmicas en el caso de túneles gemelos tiene relevancia. La presente *Tesis Doctoral* ha demostrado la existencia de una interacción sísmica considerable entre los túneles a través del suelo que les circunda, es decir, un aumento de los esfuerzos en el revestimiento de cualquiera de los dos túneles en relación con los que aparecerían en el caso de que se considerase la sola existencia de un túnel.
- Se ha demostrado, y ha sido también observado por otros autores, que los *Modelos Hiperbólicos (No Lineales)* de comportamiento del suelo son los que mejor representan el comportamiento dinámico del mismo, recogiendo a la vez su pérdida de rigidez a cortadura así como el incremento de su amortiguamiento

interno en el mismo con el grado de deformación angular. Cuando no es posible el empleo de alguno de este modelo, la alternativa más aproximada es definir un modelo de comportamiento elástico-lineal, con un amortiguamiento de tipo histerético-lineal, ya que se ha visto que el amortiguamiento interno de tipo *Rayleigh* es muy utilizado en este tipo de problemas; sin embargo, resulta un tanto arbitraria la definición de sus parámetros, reduce los pasos de integración temporal, y es muy dependiente de la frecuencia de excitación, algo que no es real en suelos.

- En lo referente al modelado numérico del problema, los tipos de *Bordes Transmisores* disponibles, aquellos actualmente incorporados en los programas comerciales, no son exactos; sin embargo, si se sitúan lo suficientemente alejados de la zona en estudio, aportan resultados aproximados.
- Se ha implementado y puesto a punto, mediante programación en lenguaje *FORTTRAN*, un *Borde Transmisor* basado en la *Técnica de Clonación*, demostrándose que es un borde exacto. La bondad de los resultados con este tipo de *Borde Transmisor* ha sido verificada a través de problemas clásicos, cuya solución ya se conocía, demostrándose su aplicabilidad tanto en problemas estáticos, como en problemas dinámicos a cualquier frecuencia de excitación.
- El estudio numérico de problemas dinámicos en el dominio de la frecuencia presenta sus ventajas y sus inconvenientes frente al estudio en el dominio del tiempo; sin embargo, ambos conducen a resultados muy similares y más fieles que los que se podrían obtener por modelos más simplistas no numéricos.
- Los modelos analíticos para túneles bajo el efecto de acciones sísmicas aportan soluciones aproximadas y, muchas veces, no-conservadoras, si bien aún no ha sido desarrollado ninguno que tenga en cuenta el efecto de interacción entre un par de túneles gemelos.
- A través de estudios *3-D* ha sido corroborada la hipótesis de que el caso más adverso, cuando se suponen ondas sísmicas viajando en dirección vertical, es aquel en el que el frente de ondas es paralelo a los ejes de los túneles, es decir, el caso que se estudia en un problema *2-D*. Sin embargo, la consideración de la tercera dimensión puede variar ligeramente los resultados respecto al problema

2-D y, así mismo, permite incorporar efectos de contacto entre el suelo y el revestimiento de los túneles.

Conclusiones de los estudios analítico-numéricos:

- La interacción túnel-suelo-túnel bajo acciones sísmicas existe y puede ser importante, alcanzándose valores del coeficiente de interacción sísmica (cociente entre los máximos axiles circunferenciales en el revestimiento en el caso de un par de túneles gemelos respecto al caso de un túnel aislado), de hasta casi el 15%, para el caso de una aceleración pico en la base del modelo numérico de 0,15g y para ondas de corte propagándose verticalmente, obteniéndose en superficie amplificaciones dinámicas de casi 5. Con ondas de compresión, la interacción también se hace presente, dando lugar a órdenes de magnitud de los axiles circunferenciales similares.
- La interacción sísmica se ve reducida a medida que la distancia de separación entre ejes de los túneles es mayor; además, en el caso de existir un tercer túnel paralelo entre los dos principales, la interacción se produciría entre cada uno de los principales con el tercero con lo que se debiera, igualmente, alejarlos mutuamente tanto como fuera posible.
- De todos los códigos empleados a lo largo de esta investigación, *ESES* es el que predice unos mayores esfuerzos en el revestimiento, bajo la hipótesis de comportamiento *Visco-Elástico-Lineal* del suelo. Además, bajo dicho tipo de comportamiento, se pueden admitir como más precisos estos resultados por emplear dicho código un *Borde Transmisor* exacto, así como elementos isoparamétricos de 8 nodos para modelar el revestimiento en lugar de los tradicionales elementos tipo viga.
- Los modelos de comportamiento *No-Lineal* del suelo suelen predecir unos mayores esfuerzos en el revestimiento de los túneles como consecuencia de las mayores deformaciones que se producen al asumir estos modelos una pérdida de rigidez a cortadura con la deformación angular. Sin embargo, también se produce un mayor amortiguamiento interno en el suelo debido a la mayor deformación, por lo que no es una regla general que en un suelo menos rígido, el

revestimiento del túnel experimente mayores tensiones ante una acción sísmica que para un suelo algo más rígido.

- Si los túneles se suponen en un estrato de propiedades uniformes e invariables con la deformación, a medida que la profundidad de aquéllos en el estrato es mayor, los esfuerzos en el revestimiento también son mayores como consecuencia de la existencia de un mayor nivel de deformación en el suelo circundante debida a la mayor energía de las ondas.
- Bajo la hipótesis de suelo estratificado, se ha podido comprobar que influye más, en lo relativo a los esfuerzos máximos en el revestimiento, el amortiguamiento y la rigidez del estrato a la altura del túnel, que la profundidad del mismo en el estrato.
- Las tensiones circunferenciales en el revestimiento del túnel son mayores cuanto menor es el radio del túnel (para una relación espesor del revestimiento frente al radio del túnel dada), por ser más rígida la estructura y menor el espesor del revestimiento; y para un radio fijo, la estructura es más flexible cuanto menor es el espesor del revestimiento pero, a su vez, experimenta unas mayores tensiones como consecuencia de ese menor espesor.
- Se ha corroborado la consistencia del código *ESES* con el tamaño de la malla de elementos finitos demostrándose que, cuando el suelo es poco rígido, el tamaño de la malla puede variar los resultados.
- Al ser los túneles estructuras de pequeño espesor, los esfuerzos axiales circunferenciales predominan sobre los cortantes y flectores y que, por tanto, su comportamiento es más tipo lámina que placa.
- Mientras que el código *FLUSH* estudiaba el problema en ciertas frecuencias, interpolando en las frecuencias intermedias, se ha demostrado que el hecho de despreciar las frecuencias altas puede afectar a los resultados, tanto más cuanto más rígido sea el estrato debido a que su frecuencia natural es mayor. Por ello, el código *ESES* permite el estudio del problema en todo el espectro de frecuencias de *Fourier*.

- Si entre los túneles gemelos se ubicase un tercer túnel, el efecto de interacción se reduciría en relación al que se produce entre cada túnel principal con el tercero.
- Los modelos analíticos sólo son capaces de estimar los esfuerzos en el caso de un túnel aislado, no existiendo ninguno capaz de considerar el efecto de interacción entre dos túneles gemelos en condiciones sísmicas. A pesar de ello, los esfuerzos calculados por cualquiera de los modelos comentados en el *Capítulo 2* son, normalmente, inferiores a los obtenidos mediante los modelos numéricos.
- A pesar de sobrevalorar los esfuerzos en el revestimiento, si se emplean los modelos analíticos, es preferible realizar el cálculo de la deformación angular mediante cualquier código numérico (*SHAKE, EERA, FLUSH, ESES, etc.*), más que emplear la *Ecuación 2.1* que sobrevalora ampliamente dicha deformación, tanto más cuanto más rígido es el estrato.
- Los estudios 3-D bajo diferentes ángulos de inclinación han revelado que la situación más adversa se produce cuando la dirección de excitación es perpendicular a los ejes de los túneles (frente de ondas paralelo a los mismos), es decir, la misma que se estudia en un caso 2-D.
- El fenómeno de fricción-cohesión-contacto-separación (*FCCS*) reduce, en las condiciones sísmicas consideradas en esta *Tesis Doctoral*, considerablemente los esfuerzos en el revestimiento de los túneles, así como el coeficiente de interacción, por lo que en secciones circulares y bajo acciones sísmicas será muy importante tener en cuenta este hecho. Además se ha demostrado que el coeficiente de rozamiento suelo-revestimiento no influye en los resultados si se trata el caso de una geometría circular, por lo que el fenómeno de se reduce a la definición de cohesión-contacto-separación.

8.2. Futuras líneas de investigación

A lo largo del trabajo de investigación desarrollado en la presente *Tesis Doctoral*, han surgido ideas futuras de cara a mejorar el conocimiento del comportamiento sismo-resistente de túneles gemelos, o bien para la aplicación a otros problemas de interacción suelo-estructura en condiciones sísmicas, de los códigos numéricos puestos a punto. Estas ideas se exponen a continuación:

- *Aplicación del Borde Clonado a otros problemas clásicos:* si bien este tipo de *Borde Transmisor* se ha empleado en el *Capítulo 5* para la estimación de la función de flexibilidad vertical en una cimentación, aportando muy buenos resultados, no se ha empleado el mismo en otros problemas clásicos por no extender el contenido del documento. A pesar de ello, resulta interesante su aplicación al estudio de otros problemas sísmicos de interacción suelo-estructura que puedan ser modelados en *2-D*, tales como la estimación de las presiones dinámicas desarrolladas sobre muros de contención, bien ante acciones sísmicas, o bien debidas a la acción de las ondas que se generan en la cimentación de una máquina giratoria.
- *Aplicación de los códigos numéricos a casos concretos de túneles:* a lo largo de toda esta investigación se ha estudiado el problema general de un par de de túneles gemelos de sección circular, por lo que resulta interesante aplicar todos los códigos numéricos puestos a punto a casos concretos, donde los túneles no sean circulares, sean de distinto diámetro y/o espesor, se encuentren a diferente profundidad, existan otras estructuras superficiales próximas, etc., empleando, así mismo, propiedades reales del suelo donde vayan a estar ubicadas las estructuras, obtenidas éstas de ensayos de campo y/o de laboratorio.
- *Modelado del revestimiento de los túneles con dovelas:* si bien las técnicas constructivas actuales sólo emplean revestimiento por dovelas cuando se trata de túneles de longitudes elevadas, también resulta interesante el estudio de este caso particular en el cual, la flexibilización del revestimiento, podría dar lugar a unos menores esfuerzos en el mismo; sin embargo, para el estudio de este

problema, es necesaria la definición del contacto-separación entre dovelas, lo cual una es no-linealidad adicional al problema.

- *Estudio 3-D incluyendo galerías transversales de interconexión entre los túneles principales:* cuando se emplea la tipología de doble túnel, suelen construirse también galerías transversales que conecten los túneles principales, y es precisamente en la unión entre las galerías y los túneles donde los estados tensionales que se produzcan ante sismo merecen una especial atención.
- *Extensión del Borde Clonado a la tercera dimensión:* con la filosofía expuesta en el *Capítulo 5*, y aunque se requiriera una mayor carga computacional, resulta interesante la extensión de este tipo de borde a la tercera dimensión, para el estudio de problemas donde no se pueda suponer un estado 2-D.
- *Revisión de la programación del código ESES para su optimización y aplicación al cálculo en paralelo:* para aquellas situaciones en las que se dispusiera de una elevada capacidad computacional se propone, como trabajo futuro, la revisión del código para el cálculo en paralelo en varios procesadores, optimizando así los tiempos de cálculo, e incluso trabajando con modelos numéricos más grandes.
- *Adaptación de los códigos numéricos empleados y del código ESES para el estudio de ondas Rayleigh:* si bien el problema del estudio de interacción entre túneles gemelos bajo el efecto de ondas Rayleigh gozaría de importancia cuando aquéllos se encontraran a poca profundidad, merecería especial atención el estudio de la respuesta de edificaciones bajo el efecto de dichas ondas, cuando se encuentren próximos la edificación y uno o dos túneles.
- *Interacción túnel-edificaciones:* resulta también útil conocer el efecto de interacción ante cargas dinámicas (sísmicas, explosivas, tráfico rodado, etc.), entre un túnel (o varios), y otras estructuras cercanas (pilotes, edificios, muros de contención, etc.).

Publicaciones derivadas de esta *Tesis Doctoral*

Artículos publicados en revistas científicas internacionales:

- Sánchez-Merino, A.L., Fernández-Sáez, J., Navarro, C., “*Simplified longitudinal seismic response of tunnels linings subjected to surface waves*”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009; 29(3): 579-582.

Comunicaciones a congresos internacionales:

- Sánchez-Merino, A.L., Navarro, C., “*Transverse seismic analysis of twin lined tunnels*”, Proceedins of the 6th International Conference on Engineering Computational Technology, Atenas 2008. Edited by M. Papadrakakis, B. H. V. Topping, Civil-Comp Press.
- Sánchez-Merino, A.L., Navarro, C., “*Simplified three-dimensional models for twin tunnels to account for the seismic interaction caused by surface waves*”, Proceedins of the 6th International Conference on Engineering Computational Technology, Atenas 2008. Edited by M. Papadrakakis, B. H. V. Topping, Civil-Comp Press.

Referencias

- [1] ADIF, “*Túnel de Guadarrama*”, ISBN: 84-609-6344-6.
- [2] Asakura, T., Luo, W., Kojima, Y., Sato, Y., “*Study on earthquake damage to tunnels and reinforcement of portals*”, Quarterly Report of the Railway Technical Research Institute, 1998; 39(1): 17-22.
- [3] Assimaki, D., Kausel, E., “*An equivalent linear algorithm with frequency and pressure dependent moduli and damping for the seismic analysis of deep sites*”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2002; 22: 959-965.
- [4] Assimaki, D., Kausel, E., Whittle, A., “*Model for dynamic shear modulus and damping for granular soils*”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000; 126(10): 859-869.
- [5] Balendra, T., Thambiratnam, D.P., Koh, C.G., Lee, S.L., “*Dynamic response of twin circular tunnels due to incident SH-waves*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1984; 12: 181-201.
- [6] Bardet, J.P., Ichii, K., Lin, C.H., “*EERA. A computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits*”, University of Southern California, Department of Civil Engineering.
- [7] Bardet, J.P., Tobita, T., “*NERA. A computer program for nonlinear earthquake site response analyses of layered soil deposits*”, University of Southern California, Department of Civil Engineering.
- [8] Bilotta, E., Lanzano, G., Russo, G., Santucci de Magistris, F., Silvestri, F., “*Methods for the seismic analysis of transverse section of circular tunnels in soft ground*”, Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, 2007.
- [9] Bobet, A., “*Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading*”, Tunnelling and Underground Space Technology, 2003; 18: 377-393.
- [10] Bulson, P.S., “*Buried structures. Static and dynamic strength*”, Taylor & Francis, 1985. ISBN: 04-1221-5608.
- [11] Constantopoulos, I.V., Cole-Baker, J.R., Michalopoulos, A.P., “*Seismic analysis of buried tunnels*”, Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, 1980; Estambul.

-
- [12] Constantopoulos, I.V., Motherwell, J.T. Hall Jr., J.R., “*Dynamic analysis of tunnels*”, Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, 1979; Aachen.
- [13] Cundall, P., “*FLAC, v.5.00 User’s Manual*”, Itasca Consulting Group, 2005.
- [14] Cundall, P., “*FLAC^{3D}, v.3.10 User’s Manual*”, Itasca Consulting Group, 2005.
- [15] Chehade, F.H., Shahrour, I., “*Numerical analysis of the interaction between twin-tunnels: Influence of the relative position and construction procedure*”, Tunnelling and Underground Space Technology, 2008; 23: 210-214.
- [16] Dasgupta, G., “*Sommerfeld radiation conditions and cloning algorithm*”, New Concepts in Finite Element Analysis, 1981; 44: 47-66.
- [17] Dasgupta, G., “*A finite element formulation for unbounded homogeneous continua*”, Journal of Applied Mechanics, ASME, 1982; 49: 136-140.
- [18] Datta, T.K., “*Seismic response of buried pipelines: a state-of-the-art review*”, Nuclear Engineering and Design, 1999; 192: 271-284.
- [19] De Barros, F. C., Luco, J. E., “*Seismic response of a cylindrical shell embedded in a layered viscoelastic half-space II: Validation and numerical results*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1994; 23(5): 569-580.
- [20] Ding, J.H., Jin, X.L., Guo, Y.Z., Li, G.G., “*Numerical simulation for large-scale seismic response analysis of immersed tunnels*”, Engineering Structures, 2006; 28: 1367-1377.
- [21] Einstein, H.H., Schwartz, C.W., “*Simplified analysis for tunnel supports*”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1979; 105: 499-518.
- [22] El-Akily, N., Datta, S.K., “*Response of a circular cylindrical shell to disturbance in half-space*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1980; 8: 469-477.
- [23] El-Akily, N., Datta, S.K., “*Response of a circular cylindrical shell to disturbance in half-space: Numerical results*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1981; 9: 477-487.
- [24] El-Nahas, F.M., Abdel-Motaal, M.A., Khairy, A.T.H., “*Engineering safety of tunnels during earthquakes*”, Workshop on Safety in Tunnels and Underground Structures, ITA/AITES, Riyadh, 2006.
- [25] Esmaeili, M., Vahdani, S., Noorzad, A., “*Dynamic response of lined circular tunnel to plane harmonic waves*”, Tunnelling and Underground Space Technology, 2006; 21(5): 511-519.
- [26] Ewing, W.M., Jardetzky, W.S., Press, F., “*Elastic waves in layered media*”, McGraw-Hill, 1957, ISBN: 07-019860-8.
- [27] Gazetas, G., Gerolymos, N., Anastasopoulos, I., “*Response of three Athens metro underground structures in the 1999 Parnitha earthquake*”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2005; 25: 617-633.
- [28] Gazetas, G., Roesset, J.M., “*Vertical vibration of machine foundations*”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1979; GT12: 1435-1454.
- [29] Ghaboussi, J., Ranken, R.E., “*Interaction between two parallel tunnels*”, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1977; 1: 75-103.
-

-
- [30] Gil, L.M., Hernández, E., Fuente, P., “*Simplified transverse seismic analysis of buried structures*”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2001; 21: 735-740.
- [31] Gómez-Massó, A., Attalla, I., “*Finite element versus simplified methods in the seismic analysis of underground structures*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1984; 12: 347-367.
- [32] Guddati, M.N., “*Efficient methods for modelling transient wave propagation in unbounded domains*”, Ph. D. Thesis, University of Texas, 1998.
- [33] Hardin, B.O., Drnevich, P.V., “*Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects*”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1972; SM6: 603-624.
- [34] Hardin, B.O., Drnevich, P.V., “*Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves*”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1972; SM7: 289-324.
- [35] Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., Yao, J.I.C., “*Seismic design and analysis of underground structures*”, Tunnelling and Underground Space Technology, 2001; 16: 247-293.
- [36] Hashash, Y.M.A., Park, D., “*Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment*”, Engineering Geology, 2001; 62: 185-206.
- [37] Hashash, Y.M.A., Park, D., Yao, J.I.C., “*Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design of underground structures*”, Tunnelling and Underground Space Technology, 2005; 20: 435-441.
- [38] Hibbit, Karlsson and Sorensen Inc., “*ABAQUS/Explicit User’s Manual Version 6.7.5*”, 2008.
- [39] Huo, H., “*Seismic design analysis of rectangular underground structures*”, Ph.D. Thesis, Purdue University, 2005.
- [40] Hwang, R.N., Lysmer, J., “*Response of buried structures to travelling waves*”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981; 107: 183-200.
- [41] Idriss, I.M., Sun, J.I., “*SHAKE91 User’s Manual*”, University of California, Davis, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, 1992.
- [42] Kausel, E., Assimaki, D., “*Seismic simulation of inelastic soils via frequency-dependent moduli and damping*”, Journal Engineering Mechanics, 2002; 128: 34-47.
- [43] Kausel, E., Roesset, J.M., “*Semianalytical hyperelment for layered strata*”, Journal of the Engineering Mechanics Division, 1977; 569-588.
- [44] Kim, D.K., Yun, C.B., “*Time domain earthquake response análisis method for 2-D soil-structure interaction systems*”, Structural Engineering and Mechanics, 2003; 15(6): 717-733.
- [45] Kirzhner, F., Rosenhouse, G., “*Numerical analysis of tunnel dynamic response to earth motions*”, Tunnelling and Underground Space Technology, 2000; 15(3): 249-258.
- [46] Kontogianni, V.A., Stiros, S.C., “*Earthquakes and seismic faulting: effects on tunnels*”, Turkish Journal of Earth Sciences, 2003; 12: 153-156.
-

-
- [47] Koutretzis, G.P., Bouckovalas, G.D., Gantes, Ch.J., “*3-D shell analysis of cylindrical underground structures under seismic shear (S) wave action*”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2006; 26: 909-921.
- [48] Kramer, S.L., “*Geotechnical Earthquake Engineering*”, Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- [49] Kuhlemeyer, R.L., Lysmer, J., “*Finite element method accuracy for wave propagation problems*”, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1973; 99(SM5).
- [50] Lanzano, G., Bilotta, E., Russo, G., “*Tunnels under seismic loading: a review of damage case histories and protection method*”, Workshop of Mitigation of the Earthquake Effects in Towns and in Industrial Regional Districts, MEETING, 2008.
- [51] Lee, V.W., Trifunac, M.D., “*Response of tunnels to incident SH-waves*”, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, 1979; 105: 643-659.
- [52] Liu, H.Y., Small, J.C., Carter, J.P., “*Full 3D modelling for effects of tunnelling on existing support systems in the Sydney region*”, Tunnelling and Underground Space Technology, 2008; 23(4): 399-420.
- [53] Luco, J.E., De Barros, F.C., “*Seismic response of a cylindrical shell embedded in a layered viscoelastic half-space I: Formulation*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1994; 23(5): 553-567.
- [54] Lysmer, J., Kuhlemeyer, R.L., “*Finite dynamic model for infinite media*”, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1969; 95(4): 859-877.
- [55] Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F., Seed, H.B., “*FLUSH. A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems*”, College of Engineering, University of California, Berkeley, 1975; UCB/EERC-75/30.
- [56] Manolis, G.D., Beskos, D.E., “*Dynamic response of lined tunnels by an isoparametric boundary element method*”, International Journal of Computer Methods and Applied Mechanics, 1983; 36(3): 291-307.
- [57] Martin, P.P., Seed, H.B., “*MASH. A computer program for the non-linear analysis of vertically propagating shear waves in horizontally layered deposits*”, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1978; UCB/EERC-78/23.
- [58] Medina, F., “*Modelling of soil-structure interaction by finite and infinite elements*”, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1980; UCB/EERC-80/43.
- [59] Medina, F., “*Modelling of layered soil-structure interaction by infinite elements*”, Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering. Madrid, 1992; pp. 1601-1608. ISBN: 90-5410-060-5.
- [60] Merrit, J.L., Monsees, J.E., Hendron Jr., A.J., “*Seismic design of underground structures*”, Proceedings of the 1985 Rapid Excavation Tunnelling Conference, vol. 1: 104-131.
- [61] Miragall, C., Samartín, A., “*Respuesta sísmica de suelos estratificados en régimen no lineal*”, Revista de Obras Públicas, 1983; 335-351.
- [62] Moore, I.D., Guan, F., “*Three-dimensional dynamic response of lined tunnels due to incident seismic waves*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996; 25: 357-369.
-

-
- [63] Navarro, C., "*Estudio de la influencia de las ondas Rayleigh en algunos problemas de interacción suelo-estructura. Análisis en el dominio del tiempo*", Ph.D. Tesis, ETSICCP Santander, 1987.
- [64] Navarro, C., "*Effects of adjoining structures on seismic response of tunnels*", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1992; 16(11): 797-814.
- [65] Navarro, C., "*Seismic analysis of underground structures*", Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering. Madrid, 1992; pp. 1939-1944. ISBN: 90-5410-060-5.
- [66] Ng, C.W.W., Lee, K.M., Tang, D.K.W., "*Three-dimensional numerical investigations of new Australian tunnelling method (NATM) twin tunnel interactions*", Canadian Geotechnical Journal, 2004; 41: 523-539.
- [67] Nyhoff, L.R., Leestma, S.C., "*FORTRAN 90 for Engineers and Scientists. International Edition*", Prentice Hall, 1997.
- [68] Okumura, et al, "*Dynamic response of twin circular tunnels during earthquakes*", Proceedings of 4th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Disaster Prevention for Lifeline Systems, 1992; 181-191.
- [69] Park, K.H., Tantayopin, K., Tontavanich, B., "*Analytical solutions for seismic design of tunnel lining in Bangkok MRT subway*", International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling, 2006, Bangkok, Tailandia; 541-550.
- [70] Park, K.H., Tantayopin, K., Tontavanich, B., Owatsiriwong, A., "*Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: A revisit*", Tunnelling and Underground Space Technology, 2009; 24(2): 231-235.
- [71] Peck, R.B., Hendron, A.J., Mohraz, B., "*State of the art in soft ground tunnelling*", Proceedings of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference. American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, 1972; 259-286.
- [72] Penzien, J., "*Seismically induced racking of tunnel linings*", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2000; 29: 683-691.
- [73] Penzien, J., Wu, C.L., "*Stresses in linings of bored tunnels*", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1998; 27: 283-300.
- [74] Poulos, H.G., Davis, E.H., "*Elastic solutions for soil and rock mechanics*", Edited by T.W. Lambe, Whitman, R.V.; John Wiley & Sons, 1974.
- [75] Pyke, R., "*Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings*", Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1979; GT6: 715-725.
- [76] Ramberg, W., Osgood, W.R., "*Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters*", Technical Note No. 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington DC, 1943.
- [77] Roesset, J.M., "*Cálculo de estructuras sometidas a acciones sísmicas*", Curso impartido en la ETSICCP de la Universidad de Castilla la Mancha (Ciudad Real). 29-30 de Junio de 2006.
- [78] Roesset, J.M., Ettouney, M.M., "*Transmitting boundaries: A comparison*", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1977; 1: 151-176.
-

-
- [79] Roesset, J.M., Scaletti, H., “*Boundary matrices for semi-infinite problems*”, Proceedings of the 3rd Engineering Mechanics Conference, ASCE, 1979; 384-387.
- [80] Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B., “*SHAKE. A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*”, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972; Report UCB/EERC-72/12.
- [81] SECEGSA S.A., www.secegsa.com
- [82] Seed, H.B., Idriss, I.M., “*Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*”, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1970; Report UCB/EERC-70/10.
- [83] Shahrouh, I., Mroueh, H., “*Three-dimensional non linear analysis of a closely twin tunnels*”, Proceedings of the 6th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Montreal, Quebec, Canada, 1997; 2: 481-487.
- [84] Soliman, E., Duddeck, H., Ahrens, H., “*Two and three dimensional analysis of closely spaced double-tube tunnels*”, Tunnelling and Underground Space Technology, 1993; 8(1): 13-18.
- [85] Song, Ch., Wolf, J.P., “*Consistent infinitesimal finite-element-cell method: out-of-plane motion*”, Journal of Engineering Mechanics, 1995; 613-619.
- [86] Song, Ch., Wolf, J.P., “*Consistent infinitesimal finite-element cell method: three-dimensional vector wave equation*”, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1996; 39: 2189-2208.
- [87] St. John, C.M., Zahrah, T.F., “*Aseismic design of underground structures*”, Tunnelling and Underground Space Technology, 1987; 2(2): 165-197.
- [88] Stamos, A.A., Beskos, D.E., “*3-D seismic response analysis of long lined tunnels in half-space*”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1996; 15(2): 111-118.
- [89] Stamos, A.A., Beskos, D.E., “*Dynamic analysis of large 3-D underground structures by the BEM*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1995; 24(6): 917-934.
- [90] Sun, J.I., Goleorkhi, R., Seed, H.B., “*Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils*”, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1988; Report UCB/EERC-88/15.
- [91] Tassoulas, J.L., Kasuel, E., “*Elements for the numerical analysis of wave motion in layered strata*”, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1983; 19: 1005-1032.
- [92] Ueng, T.S., Chen, J.C., “*Computational procedures for determining parameters in Ramberg-Osgood elastoplastic model based on modulus and damping versus strain*”, Information Bridge: Department of Energy Scientific and Technical Information, United States Government, 1992.
- [93] USAEC, “*Design response spectra for seismic design of nuclear power plants*”, Regulatory Guide 1.60, 1973.
- [94] USNRC, “*Combination of modes and spatial components in seismic response analysis*”, Regulatory Guide 1.92, 2006.
- [95] Vucetic, M., Dobry, R., “*Effect of soil plasticity on cyclic response*”, Journal of Geotechnical Engineering, 1991; ASCE 117(1): 89-107.
-

-
- [96] Waas, G., "*Linear Two-Dimensional Analysis of Soil-Dynamic Problems in Semi-Infinite Layer Media*", Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 1972.
 - [97] Wang, J.N., "*Seismic design of tunnels: A simple state-of-the-art design approach*", Monograph 7, Parsons Brinckerhoff Quade y Douglas, Inc., New York, 1993.
 - [98] Wang, W.L., Wang, T.T., Su, J.J., Lin, C.H., Seng, C.R., Huang, T.H., "*Assessment of damage in mountains tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake*", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2001; 16: 133-150.
 - [99] Wolf, J.P., "*Dynamic soil-structure interaction*", Prentice Hall International Series Civil Engineering and Engineering Mechanics, 1985; ISBN: 0-13-221565-9.
 - [100] Wolf, J.P., "*A comparison of time domain transmitting boundaries*", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1986; 14: 655-673.
 - [101] Wolf, J.P., Song, Ch., "*Dynamic-stiffness matrix of unbounded soil by finite-element cloning*", Earthquake Engineering, 10th World Conference, Madrid, 1992; pp. 1645-1650. ISBN: 90-5410-060-5.
 - [102] Wolf, J.P., Song, Ch., "*Unit-impulse response matrix of unbounded medium by infinitesimal finite-element cell method*", Journal of Geotechnical Engineering, 1996; 267-273.
 - [103] Wolf, J.P., Song, Ch., "*Static stiffness of unbounded soil by finite-element method*", Journal of Geotechnical Engineering, 1996; 267-273.
 - [104] Wolf, J.P., Weber, B., "*On calculating the dynamic-stiffness matrix of the unbounded soil by cloning*", Proceedings of the International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, A.A. Balkema, Rotterdam, 1982; pp. 486-494.
 - [105] Yashiro, K., Kojima, Y., Shimizu, M., "*Historical earthquake damage to tunnels in Japan and case studies of railway tunnels in the 2004 Niigataken-Chuetsu earthquake*", Quarterly Report of Railway Technical Research Institute, 2007; 48(3): 136-141.

Anexos

Anexo A: Manual del código *ESES*

ESES

(Estudio Sísmico de Estructuras Subterráneas)

Código de Elementos Finitos para el Estudio de
la Interacción Sísmica Suelo-Túnel

Elaborado por:

Ángel Luis Sánchez Merino
Ingeniero Industrial

Dpto. de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Escuela Politécnica Superior

Universidad Carlos III de Madrid

2009

1. Introducción

El programa *ESES* es un código de elementos finitos escrito en lenguaje *FORTRAN-90* (tanto en versiones *Windows* como en versiones *Linux*), que permite la resolución de un problema *2-D* en deformación plana de uno o dos túneles gemelos revestidos de sección monolítica circular, en el interior de un estrato de altura definida que descansa sobre una base rocosa infinitamente más rígida, todo ello sometido a una acción sísmica impuesta en la base del modelo numérico.

La infinitud horizontal de este tipo de problemas, así como el carácter dinámico del mismo, hacen precisa la implementación de un *Borde Transmisor* eficiente que evite la reflexión de ondas en los contornos y que se ha elaborado mediante la *Técnica de Clonación*, consiguiéndose así un *Borde Transmisor* exacto, que trabaja en régimen elástico en el dominio de la frecuencia.

En los siguientes apartados se detalla el modo de trabajo del código en cuanto a la definición de los ficheros de entrada de datos, así como los ficheros de salida de resultados.

2. Características generales

El código *ESES* está programado para hacer uso de elementos cuadriláteros isoparamétricos de 8 nodos (cuadráticos en sus dos direcciones), consiguiéndose así unos mejores resultados con un menor esfuerzo computacional. Por ello, la definición de la malla de elementos finitos, que puede hacerse de forma manual o bien mediante cualquier preprocesador, como por ejemplo *ABAQUS/CAE*, debe considerar este tipo de elementos para la modelización tanto del suelo, como del revestimiento de los túneles. Con todo esto, para la definición del modelo, será necesaria información acerca de:

Nodos (máximo 2000): coordenadas (x,y) . Estas coordenadas se miden respecto de un sistema de referencia cartesiano centrado en la esquina inferior izquierda del modelo numérico.

Elementos (máximo 600): conectividad de cada elemento con sus 8 nodos, según la secuencia de la *Figura A1*, empleándose en el elemento 9 *Puntos de Gauss*.

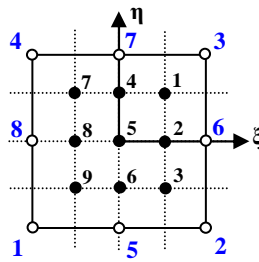


Figura A1. Secuencia de numeración de los nodos en el elemento

Materiales: propiedades elásticas (módulo de Young E , y coeficiente de Poisson ν), densidad (ρ) y fracción de amortiguamiento unitaria (D) definido el amortiguamiento como de tipo histerético-lineal.

Túneles (máximo 2): número de túneles, coordenadas del centro y elementos que definen el revestimiento en cada uno en los cuales se calculan las máximas deformaciones en ejes globales (x,y) , así como las máximas tensiones en ejes globales y locales polares centrados en cada túnel. Del mismo modo se integran las tensiones locales para la obtención de los esfuerzos máximos unitarios (axiales, cortantes y flectores), en las secciones del revestimiento.

Condiciones de contorno: definir cuáles son los nodos que están en la base, sobre los cuales se imponen los desplazamientos del acelerograma de diseño. Asimismo será necesario definir si el modelo es simétrico/altimétrico en el contorno izquierdo o bien se impone el *Borde Transmisor* en ambos lados.

Con todo lo expuesto hasta el momento, la definición del problema admite las siguientes posibilidades:

Modelo completo: incorporando el *Borde Transmisor* en ambos lados.

Modelo simétrico/antisimétrico: incorporando el *Borde Transmisor* en el lado derecho, y las condiciones correspondientes en el lado izquierdo.

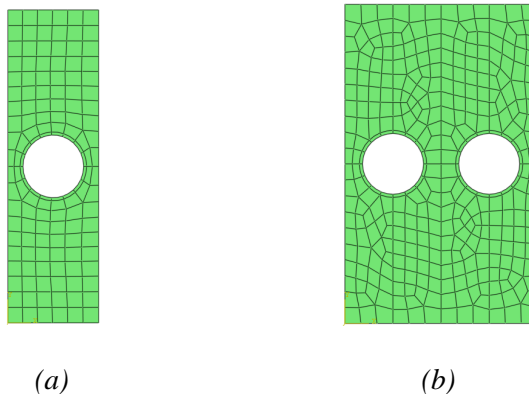


Figura A2. Ejemplo de modelo numérico de un túnel o dos túneles gemelos con simetría/antisimetría (a) y ejemplo de modelo numérico de un par de túneles gemelos (b)

En la *Figura A2(a)*, se muestra un modelo de ejemplo para el estudio de un túnel aislado, o bien de dos túneles gemelos con condiciones de simetría/antisimetría en el lado izquierdo; mientras que en la *Figura A2(b)* se muestra otro modelo de ejemplo para el estudio de un par de túneles gemelos con el *Borde Transmisor* en ambos lados.

3. Fichero de modelos

El código, además de permitir la resolución de un modelo aislado aporta la opción de resolver, de manera consecutiva, un conjunto de modelos de manera automática sin más que definirlos en un *Fichero de modelos*, que ha de denominarse como *LISTA.DAT*, en el cual se detalla el número de ellos a estudiar, así como el nombre del *Fichero de datos* de cada uno de ellos. Tanto el *Fichero de modelos*, como los diferentes *Ficheros de datos*, se deben encontrar en el mismo directorio que el fichero ejecutable del programa.

Ejemplo de fichero de modelos:

LISTA.DAT

3

Ejemplo1.dat

Ejemplo2.dat

Ejemplo3.dat

A medida que el código va resolviendo cada uno de los modelos, escribe en un fichero, con el mismo nombre que el de datos pero con la extensión *.OUT*, es decir: *Ejemplo1.out*, *Ejemplo2.out* y *Ejemplo3.out*, los datos leídos, así como los resultados obtenidos.

4. Instrucciones para la entrada de datos del *Código ESES*

La elaboración de los *Ficheros de datos*, requiere de la definición de las siguientes variables:

NTI: Tipo de análisis a realizar según los códigos siguientes:

NTI=1 : Análisis del modelo antimétrico con ondas de corte.

NTI=2 : Análisis del modelo simétrico con ondas de compresión.

NTI=3 : Análisis del modelo completo con ondas de corte.

NTI=4 : Análisis del modelo completo con ondas de compresión.

NMAT: Número de materiales; si es *1*, las propiedades corresponden a las del suelo; si es *2*, la propiedades del primer material corresponden al suelo, y las del segundo al revestimiento de los túneles.

NTU: Variable para definir el número de túneles en el modelo. Si no hay túneles, se le asigna valor nulo.

ESC: Factor de escala para el acelerograma; normalmente es el valor de la gravedad.

DT: Intervalo temporal de discretización del acelerograma.

DX: Dimensión horizontal del elemento básico del *Borde Clonado*; debe ser similar al tamaño característico de elemento del modelo.

NCIC: Número de ciclos de clonación; no debe ser elevado puesto que la dimensión del contorno crece exponencialmente con este valor. Por ejemplo, para elementos de $1m$ de longitud y para 20 ciclos de clonación, la dimensión del contorno sería:

$$L = 2^{NCIC} \cdot \Delta x = 2^{20} \cdot 1m \approx 1050km$$

NFC: Ordinal del intervalo de frecuencias a estudiar. Ejemplo:

NFC=1 : Se estudia todo el intervalo.

NFC=2 : Se estudia la primera mitad del intervalo.

NFC=3 : Se estudia el primer tercio del intervalo, etc.

EEi, BNUi, RHOi, DPi: Módulo de Young, coeficiente de Poisson, densidad y amortiguamiento, respectivamente, del material i ($i=1,2$).

A₁, A₂, B₁, B₂: Constantes para la definición de la variación de las propiedades del suelo con la profundidad. A_i para la rigidez, y B_i para el amortiguamiento según las leyes parabólicas siguientes:

$$\begin{aligned} E_i(y) &= EE_i + A_i \cdot y + A_2 \cdot y^2 \\ D_i(y) &= DP_i + B_i \cdot y + B_2 \cdot y^2 \end{aligned}$$

Siendo y la altura del punto medida desde la base del modelo.

XCi, YCi, ILi, IFLi: Para los túneles presentes en el modelo, coordenadas (x,y) del centro, así como los elementos finitos inicial (IL) y final (IFL) que definen la secuencia de elementos del revestimiento de cada túnel. La numeración de los elementos de cada revestimiento ha de ser consecutiva, y el elemento inicial ha de ser menor que el final.

NNOD, NEL: Número total de nodos y de elementos del modelo respectivamente.

NB, NA: Número de nodos en la base y en los contornos laterales respectivamente. El número de nodos y la altura de cada uno en los contornos laterales ha de ser idéntica.

NES: Número de elementos en los cuales se desea obtener el estado tenso-deformacional en el punto central de *Gauss* del elemento. Si no se desea ninguno se le asigna valor nulo.

NI: Nodo del modelo en el que se desea obtener la velocidad máxima de las partículas. Si no se desea obtenerla en ningún nodo, se le asigna un nodo genérico.

NOD_i, XNOD_i, YNOD_i: Identificación nodal. Número de nodo con sus coordenadas (x,y) .

EL_i, NOD₁, NOD₂,..., NOD₈: Conectividades de los elementos. Número de elemento y su conectividad con los nodos que lo definen.

ACC: Acelerograma discretizado en 376 filas y 8 columnas. Si no hay tantos datos en el acelerograma, se rellena con ceros hasta completarlo.

5. Fichero de datos

$NTI, N\text{MAT}, NTU, ESC, DT, DX, NCIC, NFC$
 $NNOD, NEL, NB, NA, NES, NI$
 E_1, NU_1, RHO_1, D_1
 A_1, A_2
 B_1, B_2
 E_2, NU_2, RHO_2, D_2
 $XC_1, YC_1, ILIN_1, IFLIN_1$
 $XC_2, YC_2, ILIN_2, IFLIN_2$
 $NOD_1, XNOD_1, YNOD_1$
.....
 $NOD_{NJ}, XNOD_{NJ}, YNOD_{NJ}$
 $EL_1, NOD_{11}, NOD_{21}, \dots, NOD_{81}$
.....
 $EL_{NEL}, NOD_{1NEL}, NOD_{2NEL}, \dots, NOD_{8NEL}$
 N_1, N_2, \dots, NA (Nodos del contorno izquierdo)
 N_1, N_2, \dots, NA (Nodos del contorno derecho)
 N_1, N_2, \dots, NB (Nodos de la base)
 NST_1, NST_2, \dots, NES (Elementos para la obtención del estado σ - ϵ)
 $A_{cc1}, A_{cc2}, \dots, A_{cc8}$
.....
 $A_{cc3001}, A_{cc3002}, \dots, A_{cc3008}$


```

WRITE(*,*)'Lectura del fichero de entrada de datos...'
READ(1,*)NTI,NMAT,NTU,ESC,DT,DX,NCIC,NFC
IF (NTI.EQ.1) WRITE(2,*)'Ondas-SV en modelo antimetríco'
IF (NTI.EQ.2) WRITE(2,*)'Ondas-P en modelo simétríco'
IF (NTI.EQ.3) WRITE(2,*)'Ondas-SV en modelo completo'
IF (NTI.EQ.4) WRITE(2,*)'Ondas-P en modelo completo'
READ(1,*)NJ,NEL,NB,NA,NES,N1
NLAY=(NA-1)/2
NNOD(NEL+1)=NA
NNOD(NEL+2)=NA
WRITE(*,104)NJ,NEL,ESC,DT
WRITE(2,104)NJ,NEL,ESC,DT
DO 2 I=1,NEL
2  NNOD(I)=8
DO 5 I=1,NFI.
5  IMAT(I)=1
WRITE(*,102)
WRITE(2,102)

C *****Props. elementos

DO 1 I=1,NMAT
READ(1,*)EE(I),BNU(I),RHO(I),DP(I)
IF (I.EQ.1) THEN
READ(1,*)EE(3),EE(4)
READ(1,*)DP(3),DP(4)
ENDIF
G=EE(I)/(2.*(1+BNU(I)))
VS=DSQRT(G/RHO(I))
VP=VS*DSQRT(2.*(1.-BNU(I))/(1.-2.*BNU(I)))
WRITE(*,103)I,EE(I)/1.E9,BNU(I),RHO(I),DP(I)*100.,VS,VP
1 WRITE(2,103)I,EE(I)/1.E9,BNU(I),RHO(I),DP(I)*100.,VS,VP

C *****Definición de túneles

IF (NTU.NE.0) THEN
DO 4 I=1,NTU
READ(1,*)XCE(I),YCE(I),IL(I),IFL(I)
DO 3 J=IL(I),IFL(I)
3  IMAT(J)=NMAT
4  WRITE(2,105)I,XCE(I),YCE(I),IL(I),IFL(I)
ENDIF

C *****Número total GDL

NG=2
NDG=NG*NJ

C *****Lectura malla

DO 6 I=1,NJ
JR(I)=0
6  READ(1,*)NOD,XCR(I),YCR(I)
DO 7 I=1,NEL
7  READ(1,*)EL,(INOD(I,J),J=1,8)

C *****Nodos lado izqdo

READ(1,*)(VL(IJ),IJ=1,NA)
L=0
DO 10 IJ=1,NA
L=L+1
DO 10 M=L+1,NA
IF (YCR(VL(L)).GT.YCR(VL(M))) THEN
I1=VL(M)
I2=VL(L)
VL(L)=I1
VL(M)=I2
ENDIF
10 CONTINUE

DO 11 IJ=1,NA
IF (NTI.EQ.1) JR(VL(IJ))=10
IF (NTI.EQ.2) JR(VL(IJ))=1
INOD(NEL+2,IJ)=VL(IJ)
11 CONTINUE

C *****Nodos lado dcho

```

```

      READ(1,*) (VL(IJ),IJ=1,NA)
      L=0
      DO 13 IJ=1,NA
      L=L+1
      DO 13 IM=L+1,NA
      IF (YCR(VL(L)).GT.YCR(VL(IM))) THEN
      I1=VL(IM)
      I2=VL(L)
      VL(L)=I1
      VL(IM)=I2
      ENDIF
13    CONTINUE

      DO 14 IJ=1,NA
14    INOD(NRT+1,IJ)=VT(IJ)

C      *****Nodos base

      READ(1,*) (VL(IJ),IJ=1,NB)
      DO 9 IJ=1,NB
9      JR(VL(IJ))=11

C      *****Escritura fichero salida

      WRITE(2,108)
      DO 16 I=1,NJ
16    WRITE(2,109) I,XCR(I),YCR(I),JR(I)
      WRITE(2,110)
      DO 17 IJ=1,NEL
17    WRITE(2,111) IJ, (INOD(IJ,J),J=1,8),IMAT(IJ)

C      *****Altura capas

      WRITE(2,106)
      HT(1)=0.
      L=1

      DO 15 I=1,NLAY
      A=YCR(INOD(NEL+1,L))
      L=L+2
      B=YCR(INOD(NEL+1,L))
      HT(I+1)=HT(I)+(B-A)
15    WRITE(2,107) I,HT(I+1)

      IF (NES.NE.0) THEN
      READ(1,*) (NST(I),I=1,NES)
      ENDIF

C      *****Acelerograma y FFT

      NP=4096
      TT=NP*DT
      DFR=1./TT
      NFR=NP/2+1
      IC=NFR/NFC

      DO 18 I=1,4096
18    GA(I)=0.

      DO 19 I=1,376
19    READ(1,113) (GA(J),J=8*I-7,8*I)

      WRITE(2,*) 'Aceleraciones leidas'
      DO 20 I=1,512
20    WRITE(2,114) (GA(J),J=8*I-7,8*I)

      CALL FOUR2(GA,NP,1,-1,0)

C      *****Análisis dominio frec

      WRITE(*,115)
      WRITE(2,115)

      DO 50 IR=1,NFR

      IF(IR.GT.IC) GOTO 777

      DO 28 I=1,NDG

```

```

28      U(I)=0.
      UD(I)=0.

      FR=(IR-1)*DFR
      IF(IR.EQ.1) FR=0.01
      WRITE(*,116) IR,FR
      OM=6.28318530718*FR
      OM2=OM*OM

C      *****Condiciones contorno

      IF(NTI.EQ.1.OR.NTI.EQ.3) THEN
      DO 29 I=1,NJ
      IF(JR(I).EQ.11) UD(2*I-1)=1.
29      CONTINUE
      ENDDIF
      IF(NTI.EQ.2.OR.NTI.EQ.4) THEN
      DO 30 I=1,NJ
      IF(JR(I).EQ.11) UD(2*I)=1.
30      CONTINUE
      ENDDIF

C      *****Ensamblaje matriz global

      CALL ASSEM(STK,NTK,NJ,NG,NEL,IND,NTI,HT,DX)

C      *****Fuerzas equivalentes borde

      L=0
      DO 32 IJ=1,NA
      M=INOD(NEL+1,IJ)
      L=L+1
      U(2*M-1)=P1(L)
      L=L+1
      U(2*M)=P1(L)
32      CONTINUE

      IF(NTI.EQ.3.OR.NTI.EQ.4) THEN
      L=0
      DO 33 IJ=1,NA
      M=INOD(NEL+2,IJ)
      L=L+1
      U(2*M-1)=P2(L)
      L=L+1
      U(2*M)=P2(L)
33      CONTINUE
      ENDDIF

C      *****Modificación matriz c.c.

      CALL MODIF(STK,NTK,NJ,NG,JR,U,UD,IND)

C      *****Solución sistema cada frec

      CALL SOLVE(STK,NTK,NJ,NG,IND,U)

C      *****Almacenaje desp. nodos liner frec

777    DO K=1,NDG
      IF(IR.LE.IC) CDI(K,IR)=-U(K)*CGA(IR)*ESC/OM2
      IF(IR.GT.IC) CDI(K,IR)=0.
      ENDDO

      IT=INOD(NEL+2,NA)
      IB=INOD(NEL+2,1)

      IF(NTI.EQ.1.OR.NTI.EQ.3) THEN

      CT(IR)=U(2*IT-1)*CGA(IR)
      CB(IR)=U(2*IB-1)*CGA(IR)
      CVL(IR)=-U(2*N1-1)*CGA(IR)*ESC*AIF/OM
      DLR=CDABS(U(2*IT-1))

      ENDDIF

      IF(NTI.EQ.2.OR.NTI.EQ.4) THEN

      CT(IR)=U(2*IT)*CGA(IR)
      CB(IR)=U(2*IB)*CGA(IR)

```

```

CVL(IR)=-U(2*N1)*CGA(IR)*ESC*AIF/OM
DLR=CDABS(U(2*IT))

ENDIF

IF(IR.LE.IC) WRITE(2,117) IR,FR,DLR

50  CONTINUE

C  *****Fin problema
C  *****Post-proceso

WRITE (*,118)
WRITE (2,118)

C  *****Calculo velocidad máx

CALL FOUR2(VL,NP,1,1,-1)

VMX=0.

DO 750 IT=1,4096
IF(DABS(VL(IT)).GT.VMX) VMX=DABS(VL(IT))
750 CONTINUE

WRITE(2,*)
WRITE(2,*) 'Vel. max. nodo',N1,':',VMX/NP,' (m/s) '
WRITE(2,*)

C  *****Transf. despl. dominio t

DO K=1,NDG

DO 321 IR=1,NFR
321 CVL(IR)=CDI(K,IR)

CALL FOUR2(VL,NP,1,1,-1)

DO 322 IT=1,NP
322 DI(K,IT)=VL(IT)/NP

ENDDO

C  *****Aceleraciones base y superficie

CALL FOUR2(AT,NP,1,1,-1)
CALL FOUR2(AB,NP,1,1,-1)

ATX=0.
ABX=0.

DO 349 I=1,NP
IF(DABS(AT(I)).GT.ATX) ATX=DABS(AT(I))
IF(DABS(AB(I)).GT.ABX) ABX=DABS(AB(I))
349 CONTINUE

DLF=ATX/ABX

WRITE(2,119) ABX/NP,ATX/NP,DLF

C  *****Calculo tens. y def. máx

IF(NES.NE.0) THEN
CALL STRESS(DI,NES,NST)
ENDIF

C  *****Integración obtención esfuerzos

IF(NTU.NE.0) THEN
DO 40 I=1,NTU
NI=IL(I)
NF=IFL(I)
XT=XCE(I)
YT=YCE(I)
CALL ANGEL(I,DI,NI,NF,XT,YT)
40 CONTINUE
ENDIF

```

```

C      *****Fin programa

      CALL DATE_AND_TIME (DATE, TIME)

      WRITE (*, 101) DATE, TIME
      WRITE (2, 101) DATE, TIME

100   FORMAT (/5X, 58(' '), 5X, 'C', 56(' '), 'C', /
+5X, 'L'*****L' /
+5X, 'O'*****O' /
+5X, 'N'*****N' /
+5X, 'I'*****I' /
+5X, 'N'*****N' /
+5X, 'G', 56(' ') 'G', /5X, 58(' '), /
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, '*'
+5X, 58(' ') /5X, 58(' ') //)
101   FORMAT (// 'FECHA', 2X, A8, 2X, 'HORA', 2X, A6 //)
102   FORMAT (/2X, 'Material', 5X, 'E (GPa)', 4X, 'Nu', 2X, 'Dens. (kg/m3)', X,
+ 'D (%)', 3X, 'Vs (m/s)', 3X, 'Vp (m/s)')
103   FORMAT (/4X, I2, 6X, F8.2, 4X, F3.2, 2X, F8.1, 4X, F4.1, 4X, F7.2, 3X, F7.2)
104   FORMAT (/2X, I5, 2X, 'nodos', 3X, I5, 2X, 'elementos', //2X, 'Escala',
+2X, F4.2, 5X, 'dt (seg)', 2X, F4.3)
105   FORMAT (/2X, 'Número de túnel', 2X, I1, 2X, 'XCR', 2X, F4.1, 2X, 'YCR', 2X,
+ F4.1, 2X, 'Elemento inicial', 2X, I3, 2X, 'Elemento final', 2X, I3)
106   FORMAT (/5X, 'Capas', 5X, 'Altura (m)')
107   FORMAT (5X, I2, 8X, F7.4)
108   FORMAT (//2X, 'Coordenadas de los nodos y restriccion', //7X,
+ 'Nodo', 5X, 'X (m)', 8X, 'Y (m)', 3X, 'Restricción (01, 10, 11)')
109   FORMAT (5X, I4, 5X, F7.3, 5X, F7.3, 5X, I2)
110   FORMAT (/ 'Conectividades de los elementos' //, 2X, 'Elemento', 3X, '1',
+6X, '2', 6X, '3', 6X, '4', 6X, '5', 6X, '6', 6X, '7', 6X, '8', 4X, 'Mat')
111   FORMAT (3X, I4, 3X, I4, 3X, I4, 3X, I4, 3X, I4, 3X, I4, 3X, I4, 3X, I4, 3X, I4, 3X,
+ I2)
112   FORMAT (/2X, 'Numero de puntos temporales', 2X, I4, 2X, 'Intervalo de
+ tiempo de la discretización',
+2X, F7.5)
113   FORMAT (8F9.6)
114   FORMAT (2X, 8F9.6)
115   FORMAT (/2X, '...fin de la entrada de datos.' //2X, 'Comienzo del
+ analisis en el dominio de la frecuencia...' //12X,
+ 'Frecuencia (Hz)')
116   FORMAT (10X, I4, 2X, F6.3, 2X, 'Hz')
117   FORMAT (2X, I4, 2X, F6.3, 2X, 'Hz', 2X, 'DLFmax', 2X, F10.7)
118   FORMAT (/2X, 'Fin del analisis en el dominio de la frecuencia...')
119   FORMAT (/2X, 'Aceleraciones máximas y DLFmax' //2X, 'amáx base', 2X,
+ F7.5, ' (g)' //2X, 'amáx sup.', 2X, F7.5, ' (g)' //2X, 'DLFmax', 2X, F9.7 //)
      CLOSE (1)
      CLOSE (2)
1000  CONTINUE
      CLOSE (3)
      END

C      *****Subrutinas*****

C      *****
C      *Esta subrutina ensambla la matriz de rigidez dinámica para cada *
C      *una de las frecuencias y la almacena según el método del skyline. *
C      *****

      SUBROUTINE ASSEM (STK, NTK, NJ, NG, NEL, IND, NTI, HT, DX)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H, O-Z)
      COMPLEX*16 STK(4800000), AK(26244), AL(26244), AR(26244)
      DIMENSION IND(2000), NTK(2000), HT(41)

```



```

COMMON XCR(2000),YCR(2000),INOD(600,81),IMAT(600),NNOD(600)
COMMON EE(4),BNU(2),RHO(2),DP(4)
COMMON NLAY,NCIC,OM2
COMMON/LOAD/P1,P2
N1=NJ-1
NG2=NG*NG
IF (NTI.EQ.1.OR.NTI.EQ.2) NZ=NEL+1
IF (NTI.EQ.3.OR.NTI.EQ.4) NZ=NEL+2
DO 1 I=1,NJ
1  IND(I)=I
DO 2 I=1,NZ
N=NNOD(I)
IMIN=INOD(I,1)
DO 3 J=2,N
II=INOD(I,J)
IF (IT.IT.T.TMIN) TMIN=IT
3  CONTINUE
DO 2 J=1,N
II=INOD(I,J)
IF (IND(II).GT.IMIN) IND(II)=IMIN
2  CONTINUE
NTK(1)=1
DO 4 I=1,N1
IJ=I+1-IND(I)
4  NTK(I+1)=NTK(I)+IJ*NG2
IJ=NJ+1-IND(NJ)
IS=NTK(NJ)+IJ*NG2
IF (IS.GT.4800000)GOTO 101
DO 5 I=1,IS
5  STK(I)=0.
DO 100 I=1,NZ
N=NNOD(I)
NN=N*NG
IF (I.EQ.NEL+1) THEN
CALL CLONBOUND(AL,AR,NN,NTI,HT,DX)
ENDIF
IF (I.EQ.NEL+1) GOTO 56
IF (I.EQ.NEL+2) GOTO 66
CALL ISO2D8(I,AK)
IF (I.LE.NEL) GOTO 6
56 CALL COPY(AK,AR,NN)
GOTO 6
66 CALL COPY(AK,AL,NN)
6  CONTINUE
DO 10 J=1,N
I1=INOD(I,J)
DO 10 K=1,N
J1=INOD(I,K)
IF (J1.LT.I1)GOTO 10
I2=IND(J1)
JJ=I1-I2
IA=NTK(J1)+JJ*NG2
DO 13 JJ=1,NG
DO 13 II=1,NG
IJ=(J-1)*NG+II
IK=(K-1)*NG+JJ
IB=(IK-1)*NG*N+IJ
STK(IA)=STK(IA)+AK(IB)
13 IA=IA+1
10 CONTINUE
100 CONTINUE
RETURN
101 WRITE(*,*)'Falta memoria, se necesita STK de...',IS
RETURN
END

C *****
C *Esta subrutina devuelve la matriz de rigidez dinámica para un *
C *elemento isoparamétrico de 8 nodos con un amortiguamiento de tipo *
C *histerética lineal.El elemento tiene una cuadratura de 9 puntos *
C *de Gauss. *
C * *
C * NUMERACIÓN DEL ELEMENTO *
C * *
C * 4 7 3 *
C * *
C * 0 . . . . . 0 . . . . . 0 *
C * . . . . . . *
C * . . . . . . *

```

8

```

C      Propiedades elásticas del elemento
      IBL=IMAT (IEL)
      RO=RHO (IBL)
      ANU=BNU (IBL)
      DAP=DP (IBL)+DP (3)*YG (KK)+DP (4)*YG (KK)**2
      DABX (1)=1.
      DABX (2)=2.*DAP
      E=EE (IBL)+EE (3)*YG (KK)+EE (4)*(YG (KK)**2)
      E1=E*ANU/(1.+ANU)/(1.-2.*ANU)
      G=E/2./(1.+ANU)
      E2=E1+2.*G
      DO 33 I=1,8
      II=I
      FPX1=FPXI (II)*AJ (1,1)+FPET (II)*AJ (1,2)
      FPY1=FPXI (II)*AJ (2,1)+FPET (II)*AJ (2,2)
      I1=2*I-1
      I2=I1+1
      DO 33 J=1,8
      JJ=J
      FPX2=FPXI (JJ)*AJ (1,1)+FPET (JJ)*AJ (1,2)
      FPY2=FPXI (JJ)*AJ (2,1)+FPET (JJ)*AJ (2,2)
      J1=2*J-1
      J2=J1+1
      BR=OM2*RO*F (II)*F (JJ)
      AA=(E2*FPX1*FPX2+G*(FPY1*FPY2))*ABX-BR
      SK (I1,J1)=SK (I1,J1)+RR*AA
      BB=(E1*FPX1*FPY2+G*FPY1*FPX2)*ABX
      SK (I1,J2)=SK (I1,J2)+RR*BB
      CC=(E1*FPX2*FPY1+G*FPX1*FPY2)*ABX
      SK (I2,J1)=SK (I2,J1)+RR*CC
      DD=(E2*FPY1*FPY2+G*(FPX1*FPX2))*ABX-BR
      SK (I2,J2)=SK (I2,J2)+RR*DD
33      CONTINUE
10      CONTINUE
      RETURN
      END

C      *****
C      *Subrutina que crea la matriz de borde del lado derecho mediante *
C      *la técnica del clonig. *
C      *****

      SUBROUTINE CLONBOUND (AL,AR,N,NTI,HT,DX)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      DIMENSION HT (41)
      COMPLEX*16 SK (12,12)
      COMPLEX*16 S11 (26244),S12 (26244),S21 (26244),S22 (26244)
      COMPLEX*16 AR (N,N),AL (N,N),P1 (162),P2 (162)
      COMMON XCR (2000),YCR (2000),INOD (600,81),IMAT (600),NNOD (600)
      COMMON EE (4),BNU (2),RHO (2),DP (4)
      COMMON NLAY,NCIC,OM2
      COMMON/LOAD/P1,P2
      DO 1 IJ=1,26244
      S11 (IJ)=0.
      S12 (IJ)=0.
      S21 (IJ)=0.
      S22 (IJ)=0.
1      DO 2 I=1,NLAY
      IF (OM2.LT.0.004) THEN
      WRITE (2,*) 'Propiedades elásticas del estrato',I
      ENDIF
      R1=HT (I)
      R2=HT (I+1)
      CALL ISO2D6 (SK,R1,R2,DX)
      J=4*I-3
      JJ=N*(J-1)+J
2      CALL STORE (SK,S11 (JJ),S12 (JJ),S21 (JJ),S22 (JJ),N)
      CALL MODLOAD (S11,S12,S21,S22,P1,P2,N,NTI)
      CALL COND (S11,S12,S21,S22,P1,P2,N,NCIC)
      CALL COPY (AR,S11,N)
      CALL COPY (AL,S22,N)
      RETURN
      END

C      *****
C      *Esta subrutina devuelve la matriz de rigidez dinámica para un *
C      *elemento isoparamétrico de 6 nodos con un amortiguamiento de tipo *
C      *histerética lineal.El elemento tiene una cuadratura de 9 puntos *
C      *de Gauss. *

```

5

12

14

11

C

C

```

WRITE(2,*)'      E(GPa)      nu      D(%) '
WRITE(2,201)E/1.E9,ANU,DAP*100.
WRITE(2,*)
ENDIF
DO 33 I=1,6
  II=I
  FPX1=2.*FPXI(II)/DX
  FPY1=2.*FPET(II)/DR
  I1=2*I-1
  I2=I1+1
  I3=I2+1
  DO 33 J=1,6
    JJ=J
    FPX2=2.*FPXI(JJ)/DX
    FPY2=2.*FPET(JJ)/DR
    J1=2*J-1
    J2=J1+1
    BR=OM2*RO*F(II)*F(JJ)
    AA=(E2*FPX1*FPX2+G*(FPY1*FPY2))*ABX-BR
    SK(I1,J1)=SK(I1,J1)+RR*AA
    BB=(E1*FPX1*FPY2+G*FPY1*FPX2)*ABX
    SK(I1,J2)=SK(I1,J2)+RR*BB
    CC=(E1*FPX2*FPY1+G*FPX1*FPY2)*ABX
    SK(I2,J1)=SK(I2,J1)+RR*CC
    DD=(E2*FPY1*FPY2+G*(FPX1*FPX2))*ABX-BR
    SK(I2,J2)=SK(I2,J2)+RR*DD
33  CONTINUE
10  CONTINUE
201 FORMAT(F8.2,4X,F4.2,4X,F4.1)
RETURN
END

C *****
C *Esta subrutina crea la matriz de rigidez de una columna de *
C *elementos almacenandolos capa por capa. *
C *****

SUBROUTINE STORE(A,B,C,D,E,NMEL)
COMPLEX*16 A(12,12),B(NMEL,NMEL),C(NMEL,NMEL)
COMPLEX*16 D(NMEL,NMEL),E(NMEL,NMEL)
DO 1 I=1,6
  DO 1 J=1,6
    II=I+6
    JJ=J+6
    B(I,J)=B(I,J)+A(I,J)
    C(I,J)=C(I,J)+A(I,JJ)
    D(I,J)=D(I,J)+A(II,J)
1  E(I,J)=E(I,J)+A(II,JJ)
RETURN
END

C *****
C *Esta subrutina modifica la matriz de borde debido al *
C *movimiento de la base, además crea un par de vectores de *
C *cargas para imponerlas en el borde del dominio que *
C *representan dicho efecto. *
C *****

SUBROUTINE MODLOAD(S11,S12,S21,S22,P1,P2,N,NTI)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
COMPLEX*16 S11(N,N),S12(N,N),S21(N,N),S22(N,N)
COMPLEX*16 P1(N),P2(N)
IF (NTI.EQ.1.OR.NTI.EQ.3) THEN
  DO 1 I=1,N
    P1(I)=-S11(I,1)-S12(I,1)
    P2(I)=-S21(I,1)-S22(I,1)
1  ENDIF
IF (NTI.EQ.2.OR.NTI.EQ.4) THEN
  DO 3 I=1,N
    P1(I)=-S11(I,2)-S12(I,2)
    P2(I)=-S21(I,2)-S22(I,2)
3  ENDIF
DO 2 J=1,2
  DO 2 I=1,N
    S11(J,I)=0.
    S12(J,I)=0.
    S21(J,I)=0.
    S22(J,I)=0.

```

```

2      S21(I,J)=0.
      S22(J,I)=0.
      S22(I,J)=0.
      S11(1,1)=1.
      S22(1,1)=1.
      S11(2,2)=1.
      S22(2,2)=1.
      IF (NTI.EQ.1.OR.NTI.EQ.3) THEN
      P1(1)=1.
      P2(1)=1.
      P1(2)=0.
      P2(2)=0.
      ENDIF
      IF (NTI.EQ.2.OR.NTI.EQ.4) THEN
      P1(1)=0.
      P2(1)=0.
      P1(2)=1.
      P2(2)=1.
      ENDIF
      RETURN
      END

C      *****
C      *Esta subrutina condensa las matrices de rigidez de dos columnas *
C      *de elementos para crear una sola matriz (Técnica de Clonación). *
C      *****

      SUBROUTINE COND(S11,S12,S21,S22,P1,P2,N,NCIC)
      COMPLEX*16 S11(N,N),S12(N,N),S21(N,N),S22(N,N)
      COMPLEX*16 A(26244),B(26244),C(26244),P1(N),P2(N),Q(N)
      DO 10 K=1,NCIC
      CALL ADD(A,S11,S22,N)
      DO 1 I=1,N
      Q(I)=P1(I)+P2(I)
      CALL PSINV(A,N)
      CALL PSMULT(A,Q,Q,N,1)
      CALL PSMULT(A,S12,B,N,N)
      CALL PSMULT(A,S21,C,N,N)
      CALL MTMUL(S12,C,S11,N,N,2)
      CALL MTMUL(S21,B,S22,N,N,2)
      CALL MTMUL(S12,Q,P1,N,1,2)
      CALL MTMUL(S21,Q,P2,N,1,2)
      CALL COPY(C,S12,N)
      DO 2 I=1,N
      DO 2 J=1,N
      S12(I,J)=0.
      CALL MTMUL(C,B,S12,N,N,2)
      DO 3 I=1,N
      DO 3 J=1,N
      S21(I,J)=S12(J,I)
      10 CONTINUE
      RETURN
      END

C      *****
C      *Esta subrutina modifica la matriz de rigidez del sistema por *
C      *condiciones de contorno. *
C      *****

      SUBROUTINE MODIF(STK,NTK,NJ,NG,JR,U,UDIS,IND)
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      COMPLEX*16 STK(1),U(1),UDIS(1)
      DIMENSION NTK(1),JR(1),IND(1)
      NG2=NG*NG
      DO 100 I=1,NJ
      K=JR(I)
      NU=NG*(I-1)
      DO 10 M=1,NG
      NU=NU+1
      DIS=UDIS(NU)
      J=K
      K=K/10
      L=J-K*10
      IF (L.EQ.0) GOTO 10
      DO 20 J=1,NJ
      NV=NG*(J-1)
      IF (I-J) 21,21,22
      I1=IND(I)
      IF (J.LT.I1) GOTO 20

```

```

      JJ=J-I1
      IA=NTK(I)+JJ*NG2
      IB=IA+(M-1)*NG
      DO 23 L=1,NG
      NV=NV+1
      U(NV)=U(NV)-DIS*STK(IB)
      STK(IB)=0.
23      IB=IB+1
      GOTO 20
21      I1=IND(J)
      IF (I.LT.I1) GOTO 20
      JJ=I-I1
      IA=NTK(J)+JJ*NG2
      IB=IA+M-1
      IC=IA+(M-1)*NG
      DO 24 L=1,NG
      NV=NV+1
      U(NV)=U(NV)-DIS*STK(IB)
      STK(IB)=0.
      IF (I.EQ.J) STK(IC)=0.
      IF (I.EQ.J.AND.L.EQ.M) STK(IB)=1.
      IC=IC+1
24      IB=IB+NG
20      CONTINUE
      U(NU)=DIS
10      CONTINUE
100     CONTINUE
      RETURN
      END

C      *****
C      *Esta subrutina resuelve el sistema final de ecuaciones para cada *
C      *frecuencia. *
C      *****

      SUBROUTINE SOLVE(STK,NTK,NJ,NG,IND,U)
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      COMPLEX*16 STK(1),U(1),C(100)
      DIMENSION NTK(1),IND(1)
      NG2=NG*NG
      N1=NJ-1
      N=NJ
      DO 100 I=1,N1
      I1=IND(I)
      IA=NTK(I)+(I-I1)*NG2
      CALL PSINV(STK(IA),NG)
      I1=I+1
      DO 10 J=I1,N
      I2=IND(J)
      IF (I.LT.I2) GOTO 10
      JJ=I-I2
      IB=NTK(J)+JJ*NG2
      CALL PSMULT(STK(IA),STK(IB),C,NG,NG)
      DO 11 K= I1,J
      I3=IND(K)
      IF (I.LT.I3) GOTO 11
      KK=I-I3
      IC=NTK(K)+KK*NG2
      IF (K.LT.I2) GOTO 11
      KK=K-I2
      ID=NTK(J)+KK*NG2
      CALL MTMUL(STK(IC),C,STK(ID),NG,NG,1)
11      CONTINUE
10      CONTINUE
      IU=(I-1)*NG+1
      CALL PSMULT(STK(IA),U(IU),C,NG,1)
      DO 13 K=I1,N
      I3=IND(K)
      IF (I.LT.I3) GOTO 13
      KK=I-I3
      IC=NTK(K)+KK*NG2
      KU=(K-1)*NG + 1
      CALL MTMUL(STK(IC),C,U(KU),NG,1,1)
13      CONTINUE
100     CONTINUE
      IA=NTK(N)+(N-IND(N))*NG2
      CALL PSINV(STK(IA),NG)
      IU=(N-1)*NG+1
      CALL PSMULT(STK(IA),U(IU),U(IU),NG,1)

```

```

DO 200 II=1,N1
I=N-II
IA=NTK(I)+(I-IND(I))*NG2
I1=I+1
DO 20 J=I1,N
I2=IND(J)
IF (I.LT.I2) GOTO 20
JJ=I-I2
IB=NTK(J)+JJ*NG2
IU=(I-1)*NG+1
JU=(J-1)*NG+1
CALL MTMUL(STK(IB),U(JU),U(IU),NG,1,2)
20 CONTINUE
CALL PSMULT(STK(IA),U(IU),U(IU),NG,1)
200 CONTINUE
RETURN
END

C *****
C *Esta subrutina calcula la tensiones en el punto medio de Gauss *
C *de unos elementos dados. *
C *****

SUBROUTINE STRESS(DI,NES,NST)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
DIMENSION XI(8),ETA(8),XX(3),R(3),U(8),V(8),AJ(2,2)
DIMENSION XG(30),YG(30),F(8),FPXI(8),FPET(8),E3X(40)
DIMENSION NST(40),S3X(40),X(8),Y(8),DI(4000,4096)
COMMON XCR(2000),YCR(2000),INOD(600,81),IMAT(600),NNOD(600)
COMMON EE(4),BNU(2),RHO(2),DP(4)
DATA XI/-1.,1.,1.,-1.,0.,1.,0.,-1./
DATA ETA/-1.,-1.,1.,1.,-1.,0.,1.,0./
DATA XX/0.7745966692,0.,-0.7745966692/
DATA R/0.555556,0.888889,0.555556/
PI=3.1415926536
PI2=PI/2.

C Calculo de las tensiones en el punto de Gauss central de cada elemento
DO 50 IT=1,4096
DO 50 IE=1,NES
IF (IT.EQ.1) THEN
S3X(IE)=0.
E3X(IE)=0.
ENDIF
C Calculos
DO 1 N=1,8
L=INOD(NST(IE),N)
U(N)=DI(2*L-1,IT)
V(N)=DI(2*L,IT)
1 X(N)=XCR(L)
Y(N)=YCR(L)
XIP=XX(2)
ETM=XX(2)
DO 3 J=1,8
XC=XI(J)
YC=ETA(J)
IF(J.GT.4) GOTO 4
F(J)=(1.+XC*XIP)*(1.+YC*ETM)*(XC*XIP+YC*ETM-1.)/4.
FPXI(J)=(1.+YC*ETM)*(2.*XIP+ETM*XC*YC)/4.
FPET(J)=(1.+XC*XIP)*(2.*ETM+XIP*XC*YC)/4.
GOTO 5
4 IF(J.EQ.6.OR.J.EQ.8) GOTO 6
F(J)=(1.-XIP*XIP)*(1.+ETM*YC)/2.
FPXI(J)=-XIP*(1.+ETM*YC)
FPET(J)=YC*(1.-XIP*XIP)/2.
GOTO 5
6 F(J)=(1.+XIP*XC)*(1.-ETM*ETM)/2.
FPXI(J)=XC*(1.-ETM*ETM)/2.
FPET(J)=-ETM*(1.+XIP*XC)
5 CONTINUE
3 CONTINUE
C Coords. ptos. Gauss
XG(IE)=0.
YG(IE)=0.
DO I=1,8
XG(IE)=XG(IE)+X(I)*F(I)
YG(IE)=YG(IE)+Y(I)*F(I)
ENDDO
C Propiedades y constantes de Lamé
MAT=IMAT(NST(IE))

```



```

E=EE (MAT)+EE (3)*YG (IE)+EE (4)*(YG (IE)**2)
ANU=BNU (MAT)
DAP=DP (MAT)+DP (3)*YG (IE)+DP (4)*YG (IE)**2
IF (IT.EQ.1) THEN
WRITE (2,*)'Props. elásticas del elto.',NST (IE)
WRITE (2,*)'E (MPa)          nu          D (%)'
WRITE (2,201)E/1.E6,ANU,DAP*100.
ENDIF
E1=(E*ANU)/(1.+ANU)/(1.-2.*ANU)
G=E/(2.*(1.+ANU))
E2=E1+2.*G
DO 7 IM=1,2
DO 7 JM=1,2
7  AJ (IM,JM)=0.
DO 8 IM=1,8
AJ (1,1)=AJ (1,1)+X (IM)*FPXI (IM)
AJ (1,2)=AJ (1,2)+Y (IM)*FPXI (IM)
AJ (2,1)=AJ (2,1)+X (IM)*FPET (IM)
AJ (2,2)=AJ (2,2)+Y (IM)*FPET (IM)
8  CONTINUE
DET=AJ (1,1)*AJ (2,2)-AJ (1,2)*AJ (2,1)
TEMP=AJ (1,1)
AJ (1,1)=AJ (2,2)/DET
AJ (2,2)=TEMP/DET
AJ (1,2)=-AJ (1,2)/DET
AJ (2,1)=-AJ (2,1)/DET
C  Calculo de las deformaciones
EGX=0.
EGY=0.
EGXY=0.
DO 9 IM=1,8
FPX=FPXI (IM)*AJ (1,1)+FPET (IM)*AJ (1,2)
FPY=FPXI (IM)*AJ (2,1)+FPET (IM)*AJ (2,2)
EGX=EGX+FPX*U (IM)
EGY=EGY+FPY*V (IM)
EGXY=EGXY+FPY*U (IM)+FPX*V (IM)
9  CONTINUE
C  Calculo de las tensiones
STX=E2*EGX+E1*EGY
STY=E1*EGX+E2*EGY
STXY=G*EGXY
IF (DABS (STXY).GT.S3X (IE)) S3X (IE)=DABS (STXY)
IF (DABS (EGXY).GT.E3X (IE)) E3X (IE)=DABS (EGXY)
50 CONTINUE
WRITE (2,*)'Tension y def. ang. máx. en los eltos.'
WRITE (2,*)'Elto. Coords.(x,y) taumax(kPa) gammax'
DO 52 I=1,NES
52 WRITE (2,200)NST (I),XG (I),YG (I),S3X (I)/1.E3,E3X (I)
200 FORMAT (I3,2X,F6.2,2X,F6.2,2X,F9.3,2X,EN15.7)
201 FORMAT (F8.2,4X,F4.2,4X,F4.1)
RETURN
END

C *****
C *Esta subrutina devuelve los máximos esfuerzos axiles, cortantes y *
C *flectores de todos los elementos de cada liner. Para ello los *
C *obtiene mediante integración de las tensiones obtenidas en líneas *
C *que conectan cada 3 puntos de Gauss con el centro de cada túnel. *
C *****

SUBROUTINE ANGEL (NTU,DI,NI,NF,XT,YT)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
DIMENSION DI (4000,4096),XI (8),ETA (8),XX (3),R (3),U (8),V (8)
DIMENSION X (8),Y (8),XG (9),YG (9),F (8),FPXI (8),FPET (8),S (3,9),T (3,3)
DIMENSION B (3),C (3),ARM (9),TH (9),Q (9),AJ (2,2)
COMMON XCR (2000),YCR (2000),INOD (600,81),IMAT (600),NNOD (600)
COMMON EE (4),BNU (2),RHO (2),DP (4)
DATA XI/-1.,1.,1.,-1.,0.,1.,0.,-1./
DATA ETA/-1.,-1.,1.,1.,-1.,0.,1.,0./
DATA XX/0.7745966692,0.,-0.7745966692/
DATA R/0.555556,0.888889,0.555556/
PI=3.1415926536
PI2=PI/2.
C  Propiedades y constantes de Lamé
E=EE (2)
ANU=BNU (2)
WRITE (2,*)'Propiedades elásticas del liner'
WRITE (2,*)'E (GPa)          nu'
WRITE (2,201)E/1.E9,ANU

```

```

E1=(E*ANU)/(1.+ANU)/(1.-2.*ANU)
G=E/(2.*(1.+ANU))
E2=E1+2.*G
C  Calculo de esfuerzos en cada instante de tiempo elemento a elemento
DO 50 I=1,4096
DO 50 JK=NI,NF
IF (I.EQ.1) THEN
WRITE(2,*)'Elemento del liner n°',JK
WRITE(2,*)'Pto. Gauss      Angulo(°)'
ENDIF
DO 1 N=1,8
L=INOD(JK,N)
U(N)=DI(2*L-1,I)
V(N)=DI(2*L,I)
X(N)=XCR(L)
Y(N)=YCR(I)
1  CONTINUE
C  Operaciones en los puntos de Gauss uno a uno
KK=0
DO 2 L=1,3
DO 2 M=1,3
KK=KK+1
XIP=XX(L)
ETM=XX(M)
DO 3 J=1,8
XC=XI(J)
YC=ETA(J)
IF(J.GT.4)GOTO 4
F(J)=(1.+XC*XIP)*(1.+YC*ETM)*(XC*XIP+YC*ETM-1.)/4.
FPXI(J)=(1.+YC*ETM)*(2.*XIP+ETM*XC*YC)/4.
FPET(J)=(1.+XC*XIP)*(2.*ETM+XIP*XC*YC)/4.
GOTO 5
4  IF(J.EQ.6.OR.J.EQ.8)GOTO 6
F(J)=(1.-XIP*XIP)*(1.+ETM*YC)/2.
FPXI(J)=-XIP*(1.+ETM*YC)
FPET(J)=YC*(1.-XIP*XIP)/2.
GOTO 5
6  F(J)=(1.+XIP*XC)*(1.-ETM*ETM)/2.
FPXI(J)=XC*(1.-ETM*ETM)/2.
FPET(J)=-ETM*(1.+XIP*XC)
5  CONTINUE
3  CONTINUE
DO 7 IM=1,2
DO 7 JM=1,2
7  AJ(IM,JM)=0.
DO 8 IM=1,8
AJ(1,1)=AJ(1,1)+X(IM)*FPXI(IM)
AJ(1,2)=AJ(1,2)+Y(IM)*FPXI(IM)
AJ(2,1)=AJ(2,1)+X(IM)*FPET(IM)
AJ(2,2)=AJ(2,2)+Y(IM)*FPET(IM)
8  CONTINUE
Q(KK)=DSQRT(AJ(2,1)**2+AJ(2,2)**2)
DET=AJ(1,1)*AJ(2,2)-AJ(1,2)*AJ(2,1)
TEMP=AJ(1,1)
AJ(1,1)=AJ(2,2)/DET
AJ(2,2)=TEMP/DET
AJ(1,2)=-AJ(1,2)/DET
AJ(2,1)=-AJ(2,1)/DET
C  Calculo de las deformaciones
EX=0.
EY=0.
GXY=0.
DO 9 IM=1,8
FPX=FPXI(IM)*AJ(1,1)+FPET(IM)*AJ(1,2)
FPY=FPXI(IM)*AJ(2,1)+FPET(IM)*AJ(2,2)
EX=EX+FPX*U(IM)
EY=EY+FPY*V(IM)
GXY=GXY+FPX*U(IM)+FPY*V(IM)
9  CONTINUE
IF (DABS(EX).GT.Z10) Z10=DABS(EX)
IF (DABS(EY).GT.Z11) Z11=DABS(EY)
IF (DABS(GXY).GT.Z12) Z12=DABS(GXY)
C  Calculo de las tensiones
S(1,KK)=E2*EX+E1*EY
S(2,KK)=E1*EX+E2*EY
S(3,KK)=G*GXY
C  Obtención de las coords. y el ángulo de los puntos de Gauss
XG(KK)=0.
YG(KK)=0.

```

```

DO 10 LM=1,8
XG(KK)=XG(KK)+X(LM)*F(LM)
YG(KK)=YG(KK)+Y(LM)*F(LM)
10 CONTINUE
XG(KK)=XG(KK)-XT
YG(KK)=YG(KK)-YT
ARM(KK)=DSQRT((XG(KK))**2+(YG(KK))**2)
TH(KK)=DATAN(YG(KK)/XG(KK))
IF(XG(KK).LT.0.AND.YG(KK).GT.0) TH(KK)=TH(KK)+PI
IF(XG(KK).LT.0.AND.YG(KK).LT.0) TH(KK)=TH(KK)+PI
IF(XG(KK).GT.0.AND.YG(KK).LT.0) TH(KK)=TH(KK)+2*PI
IF(I.EQ.1) THEN
WRITE(2,*)KK,180*TH(KK)/PI
ENDIF
C Transformacion de las tensiones
TH(KK)=TH(KK)-PI/2
T(1,1)=(DCOS(TH(KK)))**2
T(1,2)=(DSIN(TH(KK)))**2
T(1,3)=2.*DSIN(TH(KK))*DCOS(TH(KK))
T(2,1)=(DSIN(TH(KK)))**2
T(2,2)=(DCOS(TH(KK)))**2
T(2,3)=-2.*DSIN(TH(KK))*DCOS(TH(KK))
T(3,1)=-DSIN(TH(KK))*DCOS(TH(KK))
T(3,2)=DSIN(TH(KK))*DCOS(TH(KK))
T(3,3)=(DCOS(TH(KK)))**2-(DSIN(TH(KK)))**2
B(1)=S(1,KK)
B(2)=S(2,KK)
B(3)=S(3,KK)
IF(DABS(B(1)).GT.Z4) Z4=DABS(B(1))
IF(DABS(B(2)).GT.Z5) Z5=DABS(B(2))
IF(DABS(B(3)).GT.Z6) Z6=DABS(B(3))
C=MATMUL(T,B)
IF(DABS(C(1)).GT.Z7) Z7=DABS(C(1))
IF(DABS(C(2)).GT.Z8) Z8=DABS(C(2))
IF(DABS(C(3)).GT.Z9) Z9=DABS(C(3))
S(1,KK)=C(1)
S(2,KK)=C(2)
S(3,KK)=C(3)
2 CONTINUE
C Comprobación de alineación de los puntos de Gauss
IF(I.EQ.1) THEN
IF(180*DABS(TH(1)-TH(2))/PI.GT.(0.1)) THEN
WRITE(*,*)'Error de definicion en el elemento',JK
ENDIF
IF(180*DABS(TH(4)-TH(5))/PI.GT.(0.1)) THEN
WRITE(*,*)'Error de definicion en el elemento',JK
ENDIF
IF(180*DABS(TH(7)-TH(8))/PI.GT.(0.1)) THEN
WRITE(*,*)'Error de definicion en el elemento',JK
ENDIF
ENDIF
C Integración de las tensiones para el calculo de los esfuerzos
DO 14 LL=1,7,3
AX=S(1,LL)*(5./9.)*Q(LL)
AX=AX+S(1,LL+1)*(8./9.)*Q(LL+1)
AX=AX+S(1,LL+2)*(5./9.)*Q(LL+2)
SH=S(3,LL)*(5./9.)*Q(LL)
SH=SH+S(3,LL+1)*(8./9.)*Q(LL+1)
SH=SH+S(3,LL+2)*(5./9.)*Q(LL+2)
BN=S(1,LL)*(5./9.)*Q(LL)*(ARM(LL)-ARM(LL+1))
BN=BN+S(1,LL+1)*(8./9.)*Q(LL+1)*0.
BN=BN+S(1,LL+2)*(5./9.)*Q(LL+2)*(ARM(LL+2)-ARM(LL+1))
IF(DABS(AX).GT.AMX) AMX=DABS(AX)
IF(DABS(SH).GT.SMX) SMX=DABS(SH)
IF(DABS(BN).GT.BMX) BMX=DABS(BN)
14 CONTINUE
50 CONTINUE
WRITE(2,*)
WRITE(2,180) Z10,Z11,Z12
WRITE(2,190) Z4/1.E6,Z5/1.E6,Z6/1.E6
WRITE(2,195) Z7/1.E6,Z8/1.E6,Z9/1.E6
WRITE(2,200) NTU,AMX/1000.,SMX/1000.,BMX/1000.
180 FORMAT(/2X,'Deformaciones máximas en ejes globales',/2X,'ex',2X,
+E8.3,/2X,'ey',2X,E8.3,/2X,'gxy',2X,E8.3)
190 FORMAT(/2X,'Tensiones máximas en ejes globales(MPa)',/2X,'sx',
+2X,F8.3,/2X,'sy',2X,F8.3,/2X,'txy',2X,F8.3)
195 FORMAT(/2X,'Tensiones máximas en ejes locales(MPa)',/2X,'sx',
+2X,F8.3,/2X,'sy',2X,F8.3,/2X,'txy',2X,F8.3)
200 FORMAT(/2X,'Tunel número',2X,I1,2X,'Nmax(kN/m)',2X,F10.3,2X,

```

```

201      +'Qmax (kN/m) ', 2X, F8.3, 2X, 'Mmax (kN) ', 2X, F8.3)
      FORMAT (X, F8.2, 4X, F4.2)
      RETURN
      END

C      *****Subrutinas auxiliares*****

      SUBROUTINE COPY (A,B,N)
      COMPLEX*16 A(N,N), B(N,N)
      DO 1 I=1,N
      DO 1 J=1,N
1      A(I,J)=B(I,J)
      RETURN
      END

C      *****

      SUBROUTINE ADD (A,B,C,N)
      COMPLEX*16 A(N,N), B(N,N), C(N,N)
      DO 1 I=1,N
      DO 1 J=1,N
1      A(I,J)=B(I,J)+C(I,J)
      RETURN
      END

C      *****

      SUBROUTINE PSINV (A,N)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      COMPLEX*16 A(N,N), C,D
      NA=N
      N1=N-1
      IF (N1.EQ.0) GOTO 30
      DO 10 I=1,N1
      C=1./A(I,I)
      I1=I+1
      DO 11 J=I1,NA
11      A(I,J)=A(I,J)*C
      DO 12 K=I1,NA
      D=A(K,I)
      DO 12 J=I1,NA
12      A(K,J)=A(K,J)-D*A(I,J)
10      CONTINUE
30      RETURN
      END

C      *****

      SUBROUTINE PSMULT (A,B,C,N,M)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      COMPLEX*16 A(N,N), B(N,M), C(N,M), E,D
      MA=M
      NA=N
      N1=N-1
      DO 1 I=1,NA
      DO 1 J=1,MA
1      C(I,J)=B(I,J)
      IF (N1.EQ.0) GOTO 30
      DO 10 I=1,N1
      E=1./A(I,I)
      I1=I+1
      DO 11 J=1,MA
11      C(I,J)=C(I,J)*E
      DO 12 K=I1,N
      D=A(K,I)
      DO 12 J=1,MA
12      C(K,J)=C(K,J)-D*C(I,J)
10      CONTINUE
30      DO 13 J=1,MA
13      C(NA,J)=C(NA,J)/A(NA,NA)
      IF (N1.EQ.0) GOTO 40
      DO 20 II=1,N1
      I=N-II
      I1=I+1
      DO 21 K=I1,N
      D=A(I,K)
      DO 21 J=1,MA
21      C(I,J)=C(I,J)-D*C(K,J)
20      CONTINUE

```

```

40 RETURN
END

C *****

SUBROUTINE MTMUL(A,B,C,N,M,IND)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
COMPLEX*16 A(N,N),B(N,M),C(N,M),SUM,D
NA=N
MA=M
DO 10 I=1,NA
DO 10 J=1,MA
SUM=0.
DO 11 K=1,N
IF (IND.EQ.1) D=A(K,I)
IF (IND.EQ.2) D=A(I,K)
11 SUM=SUM+D*B(K,J)
10 C(I,J)=C(I,J)-SUM
RETURN
END

C *****
C This subroutine makes the Fast Fourier Transform up
C to 3D, x,y,t. NDIM=1,2,3. Also makes the Reverse-FFT.

SUBROUTINE FOUR2 (DATA,N,NDIM,ISIGN,IFORM)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
DIMENSION DATA(1),N(1)
NTOT=1
DO 10 IDIM=1,NDIM
10 NTOT=NTOT*N(IDIM)
IF (IFORM) 70,20,20
20 NREM=NTOT
DO 60 IDIM=1,NDIM
NREM=NREM/N(IDIM)
NPREV=NTOT/(N(IDIM)*NREM)
NCURR=N(IDIM)
IF (IDIM-1+IFORM) 30,30,40
30 NCURR=NCURR/2
40 CALL BITRV (DATA,NPREV,NCURR,NREM)
CALL COOL2 (DATA,NPREV,NCURR,NREM,ISIGN)
IF (IDIM-1+IFORM) 50,50,60
50 CALL FIXRL (DATA,N(1),NREM,ISIGN,IFORM)
NTOT=(NTOT/N(1))*N(1)/2+1
60 CONTINUE
RETURN
70 NTOT=(NTOT/N(1))*N(1)/2+1
NREM=1
DO 100 JDIM=1,NDIM
IDIM=NDIM+1-JDIM
NCURR=N(IDIM)
IF (IDIM-1) 80,80,90
80 NCURR=NCURR/2
CALL FIXRL (DATA,N(1),NREM,ISIGN,IFORM)
NTOT=NTOT/(N(1)/2+1)*N(1)
90 NPREV=NTOT/(N(IDIM)*NREM)
CALL BITRV (DATA,NPREV,NCURR,NREM)
CALL COOL2 (DATA,NPREV,NCURR,NREM,ISIGN)
100 NREM=NREM*N(IDIM)
RETURN
END

C *****

SUBROUTINE BITRV (DATA,NPREV,N,NREM)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
C SHUFFLE THE DATA BY 'BIT REVERSAL'.
C DIMENSION DATA(NPREV,N,NREM)
C DATA(I1,I2REV,I3) = DATA(I1,I2,I3), FOR ALL I1 FROM 1 TO NPREV,
C ALL I2 FROM 1 TO N (WHICH MUST BE A POWER OF TWO), AND ALL I3
C FROM 1 TO NREM, WHERE I2REV-1 IS THE BITWISE REVERSAL OF I2-1.
C FOR EXAMPLE, N = 32, I2-1 = 10011 AND I2REV-1 = 11001.
C DIMENSION DATA(1)
IP0=2
IP1=IP0*NPREV
IP4=IP1*N
IP5=IP4*NREM
I4REV=1
DO 60 I4=1,IP4,IP1

```

```

      IF (I4-I4REV) 10,30,30
10    I1MAX=I4+IP1-IP0
      DO 20 I1=I4,I1MAX,IP0
      DO 20 I5=I1,IP5,IP4
      I5REV=I4REV+I5-I4
      TEMPR=DATA(I5)
      TEMPI=DATA(I5+1)
      DATA(I5)=DATA(I5REV)
      DATA(I5+1)=DATA(I5REV+1)
      DATA(I5REV)=TEMPR
20    DATA(I5REV+1)=TEMPI
30    IP2=IP4/2
40    IF (I4REV-IP2) 60,60,50
50    I4REV=I4REV-IP2
      IP2=IP2/2
      IF (IP2-IP1) 60,40,40
60    I4REV=I4REV+IP2
      RETURN
      END

C      *****

      SUBROUTINE COOL2 (DATA,NPREV,N,NREM,ISIGN)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
C      FOURIER TRANSFORM OF LENGTH N BY THE COOLEY-TUKEY ALGORITHM.
C      BIT-REVERSED TO NORMAL ORDER.
C      DIMENSION DATA(NPREV,N,NREM)
C      COMPLEX DATA
C      DATA(I1,J2,I3) = SUM(DATA(I1,I2,I3)*EXP(ISIGN*2*PI*I*((I2-1)*
C      (J2-1)/N))), SUMMED OVER I2 = 1 TO N FOR ALL I1 FROM 1 TO NPREV,
C      J2 FROM 1 TO N AND I3 FROM 1 TO NREM. N MUST BE A POWER OF TWO.
C      FACTORING N BY FOURS SAVES ABOUT TWENTY FIVE PERCENT OVER FACTOR-
C      ING BY TWOS.
C      NOTE--IT IS NOT NECESSARY TO REWRITE THIS SUBROUTINE INTO COMPLEX
C      NOTATION SO LONG AS THE FORTRAN COMPILER USED STORES REAL AND
C      IMAGINARY PARTS IN ADJACENT STORAGE LOCATIONS. IT MUST ALSO
C      STORE ARRAYS WITH THE FIRST SUBSCRIPT INCREASING FASTEST.
      DIMENSION DATA(1)
      TWOPI=2.*(4.*DATAN(1.D0))*ISIGN
      IP0=2
      IP1=IP0*NPREV
      IP4=IP1*N
      IP5=IP4*NREM
      IP2=IP1
      NPART=N
10    IF (NPART-2) 50,30,20
20    NPART=NPART/4
      GO TO 10
C    DO A FOURIER TRANSFORM OF LENGTH TWO
30    IP3=IP2*2
      DO 40 I1=1,IP1,IP0
      DO 40 I5=I1,IP5,IP3
      J0=I5
      J1=J0+IP2
      TEMPR=DATA(J1)
      TEMPI=DATA(J1+1)
      DATA(J1)=DATA(J0)-TEMPR
      DATA(J1+1)=DATA(J0+1)-TEMPI
      DATA(J0)=DATA(J0)+TEMPR
40    DATA(J0+1)=DATA(J0+1)+TEMPI
      GO TO 140
C    DO A FOURIER TRANSFORM OF LENGTH FOUR (FROM BIT REVERSED ORDER)
50    IP3=IP2*4
      THETA=TWOPI/(IP3/IP1)
      SINTH=DSIN(THETA/2.)
      WSTPR=-2.*SINTH*SINTH
C      COS(THETA)-1, FOR ACCURACY.
      WSTPI= DSIN(THETA)
      WR=1.
      WI=0.
      DO 130 I2=1,IP2,IP1
      IF (I2-1) 70,70,60
60    W2R=WR*WR-WI*WI
      W2I=2.*WR*WI
      W3R=W2R*WR-W2I*WI
      W3I=W2R*WI+W2I*WR
70    I1MAX=I2+IP1-IP0
      DO 120 I1=I2,I1MAX,IP0
      DO 120 I5=I1,IP5,IP3

```

```

      J0=I5
      J1=J0+IP2
      J2=J1+IP2
      J3=J2+IP2
      IF (I2-1) 90,90,80
C      APPLY THE PHASE SHIFT FACTORS
80     TEMPR=DATA(J1)
      DATA(J1)=W2R*TEMPR-W2I*DATA(J1+1)
      DATA(J1+1)=W2R*DATA(J1+1)+W2I*TEMPR
      TEMPR=DATA(J2)
      DATA(J2)=WR*TEMPR-WI*DATA(J2+1)
      DATA(J2+1)=WR*DATA(J2+1)+WI*TEMPR
      TEMPR=DATA(J3)
      DATA(J3)=W3R*TEMPR-W3I*DATA(J3+1)
      DATA(J3+1)=W3R*DATA(J3+1)+W3I*TEMPR
90     T0R=DATA(J0)+DATA(J1)
      T0I=DATA(J0+1)+DATA(J1+1)
      T1R=DATA(J0)-DATA(J1)
      T1I=DATA(J0+1)-DATA(J1+1)
      T2R=DATA(J2)+DATA(J3)
      T2I=DATA(J2+1)+DATA(J3+1)
      T3R=DATA(J2)-DATA(J3)
      T3I=DATA(J2+1)-DATA(J3+1)
      DATA(J0)=T0R+T2R
      DATA(J0+1)=T0I+T2I
      DATA(J2)=T0R-T2R
      DATA(J2+1)=T0I-T2I
      IF (ISIGN) 100,100,110
100    T3R=-T3R
      T3I=-T3I
110    DATA(J1)=T1R-T3I
      DATA(J1+1)=T1I+T3R
      DATA(J3)=T1R+T3I
120    DATA(J3+1)=T1I-T3R
      TEMPR=WR
      WR=WSTPR*TEMPR-WSTPI*WI+TEMPR
130    WI=WSTPR*WI+WSTPI*TEMPR+WI
140    IP2=IP3
      IF (IP3-IP4) 50,150,150
150    RETURN
      END

C      *****

      SUBROUTINE FIXRL (DATA,N,NREM,ISIGN,IFORM)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
C      FOR IFORM = 0, CONVERT THE TRANSFORM OF A DOUBLED-UP REAL ARRAY,
C      CONSIDERED COMPLEX, INTO ITS TRUE TRANSFORM. SUPPLY ONLY THE
C      FIRST HALF OF THE COMPLEX TRANSFORM, AS THE SECOND HALF HAS
C      CONJUGATE SYMMETRY. FOR IFORM = -1, CONVERT THE FIRST HALF
C      OF THE TRUE TRANSFORM INTO THE TRANSFORM OF A DOUBLED-UP REAL
C      ARRAY. N MUST BE EVEN.
C      USING COMPLEX NOTATION AND SUBSCRIPTS STARTING AT ZERO, THE
C      TRANSFORMATION IS--
C      DIMENSION DATA(N,NREM)
C      ZSTP = EXP (ISIGN*2*PI*I/N)
C      DO 10 I2=0,NREM-1
C      DATA(0,I2) = CONJ (DATA(0,I2)) * (1+I)
C      DO 10 I1=1,N/4
C      Z = (1+(2*IFORM+1)*I*ZSTP**I1)/2
C      I1CNJ = N/2-I1
C      DIF = DATA(I1,I2)-CONJ (DATA(I1CNJ,I2))
C      TEMP = Z*DIF
C      DATA(I1,I2) = (DATA(I1,I2)-TEMP) * (1-IFORM)
C 10    DATA(I1CNJ,I2) = (DATA(I1CNJ,I2)+CONJ (TEMP)) * (1-IFORM)
C      IF I1=I1CNJ, THE CALCULATION FOR THAT VALUE COLLAPSES INTO
C      A SIMPLE CONJUGATION OF DATA(I1,I2).
C      DIMENSION DATA(1)
      TWOPI=2.*(4.*DATAN(1.D0))*ISIGN
      IP0=2
      IP1=IP0*(N/2)
      IP2=IP1*NREM
      IF (IFORM) 10,70,70
C      PACK THE REAL INPUT VALUES (TWO PER COLUMN)
10     J1=IP1+1
      III2=2
      DATA(III2)=DATA(J1)
      IF (NREM-1) 70,70,20
20     J1=J1+IP0

```

```

      I2MIN=IP1+1
      DO 60 I2=I2MIN,IP2,IP1
      DATA(I2)=DATA(J1)
      J1=J1+IP0
      IF (N-2) 50,50,30
30    I1MIN=I2+IP0
      I1MAX=I2+IP1-IP0
      DO 40 I1=I1MIN,I1MAX,IP0
      DATA(I1)=DATA(J1)
      DATA(I1+1)=DATA(J1+1)
40    J1=J1+IP0
50    DATA(I2+1)=DATA(J1)
60    J1=J1+IP0
70    DO 80 I2=1,IP2,IP1
      TEMPR=DATA(I2)
      DATA(I2)=DATA(I2)+DATA(I2+1)
80    DATA(I2+1)=TEMPR-DATA(I2+1)
      IF (N-2) 200,200,90
90    THETA=TWOPI/FLOAT(N)
      SINTH= DSIN(THETA/2.)
      ZSTPR=-2.*SINTH*SINTH
      ZSTPI= DSIN(THETA)
      ZR=(1.-ZSTPI)/2.
      ZI=(1.+ZSTPR)/2.
      IF (IFORM) 100,110,110
100   ZR=1.-ZR
      ZI=-ZI
110   I1MIN=IP0+1
      I1MAX=IP0*(N/4)+1
      DO 190 I1=I1MIN,I1MAX,IP0
      DO 180 I2=I1,IP2,IP1
      I2CNJ=IP0*(N/2+1)-2*I1+I2
      IF (I2-I2CNJ) 150,120,120
120   IF (ISIGN*(2*IFORM+1)) 130,140,140
130   DATA(I2+1)=-DATA(I2+1)
140   IF (IFORM) 170,180,180
150   DIFR=DATA(I2)-DATA(I2CNJ)
      DIFI=DATA(I2+1)+DATA(I2CNJ+1)
      TEMPR=DIFR*ZR-DIFI*ZI
      TEMPI=DIFR*ZI+DIFI*ZR
      DATA(I2)=DATA(I2)-TEMPR
      DATA(I2+1)=DATA(I2+1)-TEMPI
      DATA(I2CNJ)=DATA(I2CNJ)+TEMPR
      DATA(I2CNJ+1)=DATA(I2CNJ+1)-TEMPI
      IF (IFORM) 160,180,180
160   DATA(I2CNJ)=DATA(I2CNJ)+DATA(I2CNJ)
      DATA(I2CNJ+1)=DATA(I2CNJ+1)+DATA(I2CNJ+1)
170   DATA(I2)=DATA(I2)+DATA(I2)
      DATA(I2+1)=DATA(I2+1)+DATA(I2+1)
180   CONTINUE
      TEMPR=ZR-.5
      ZR=ZSTPR*TEMPR-ZSTPI*ZI+ZR
      ZI=ZSTPR*ZI+ZSTPI*TEMPR+ZI
190   RECURSION SAVES TIME, AT A SLIGHT LOSS IN ACCURACY. IF AVAILABLE,
C     USE DOUBLE PRECISION TO COMPUTE ZR AND ZI.
200   IF (IFORM) 270,210,210
C     UNPACK THE REAL TRANSFORM VALUES (TWO PER COLUMN)
210   I2=IP2+1
      I1=I2
      J1=IP0*(N/2+1)*NREM+1
      GO TO 250
220   DATA(J1)=DATA(I1)
      DATA(J1+1)=DATA(I1+1)
      I1=I1-IP0
      J1=J1-IP0
230   IF (I2-I1) 220,240,240
240   DATA(J1)=DATA(I1)
      DATA(J1+1)=0.
250   I2=I2-IP1
      J1=J1-IP0
      DATA(J1)=DATA(I2+1)
      DATA(J1+1)=0.
      I1=I1-IP0
      J1=J1-IP0
      IF (I2-1) 260,260,230
260   III2=2
      DATA(III2)=0.
270   RETURN
      END

```


Anexo C: Determinación de los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh

Datos de entrada: Propiedades elásticas del estrato

$$E := 4.5 \cdot 10^8 \text{ (Pa)} \quad \rho := 2000 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \quad \nu := 0.25$$

$$G := \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad G = 1.8 \times 10^8 \text{ (Pa)} \quad K := \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad K = 3 \times 10^8 \text{ (Pa)}$$

Velocidad de las ondas de corte y de compresión en el estrato:

$$V_s := \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad V_s = 300 \left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right) \quad V_p := \sqrt{\frac{K + 4 \cdot \frac{G}{3}}{\rho}} \quad V_p = 519.615 \left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$$

Altura del estrato: $H := 40 \text{ (m)}$

Primeras frecuencias naturales del estrato en cortadura y en compresión:

$$f_{s1} := \frac{V_s}{4 \cdot H} \quad f_{s1} = 1.875 \text{ (Hz)} \quad f_{p1} := \frac{V_p}{4 \cdot H} \quad f_{p1} = 3.249 \text{ (Hz)}$$

$$f_{s2} := \frac{3 \cdot V_s}{4 \cdot H} \quad f_{s2} = 5.625 \text{ (Hz)} \quad f_{p2} := \frac{3 \cdot V_p}{4 \cdot H} \quad f_{p2} = 9.743 \text{ (Hz)}$$

$$f_{s3} := \frac{5 \cdot V_s}{4 \cdot H} \quad f_{s3} = 9.375 \text{ (Hz)} \quad f_{p3} := \frac{5 \cdot V_p}{4 \cdot H} \quad f_{p3} = 16.238 \text{ (Hz)}$$

Obtención de parámetros del amortiguamiento de Rayleigh dadas dos frecuencias que definen un rango, así como sendos amortiguamientos:

Frecuencia inferior y amortiguamiento: $f_1 := 1 \text{ (Hz)} \quad \xi_1 := 5 \text{ (%)}$

Frecuencia superior y amortiguamiento: $f_2 := 15 \text{ (Hz)} \quad \xi_2 := 5 \text{ (%)}$

$$w_1 := 2 \cdot \pi \cdot f_1 \quad w_1 = 6.283 \left(\frac{\text{rad}}{\text{s}} \right) \quad w_2 := 2 \cdot \pi \cdot f_2 \quad w_2 = 94.248 \left(\frac{\text{rad}}{\text{s}} \right)$$

$$M := \begin{pmatrix} \frac{1}{2w_1} & \frac{w_1}{2} \\ \frac{1}{2w_2} & \frac{w_2}{2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.08 & 3.142 \\ 5.305 \times 10^{-3} & 47.124 \end{pmatrix} \quad \xi := \begin{pmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.05 \\ 0.05 \end{pmatrix}$$

$$AB := M^{-1} \cdot \xi = \begin{pmatrix} 0.589 \\ 9.947 \times 10^{-4} \end{pmatrix}$$

$$\alpha := AB_0 = 0.589$$

$$\beta := AB_1 = 9.947 \times 10^{-4}$$

Parámetros de amortiguamiento:

$$\xi_{\min} := (\alpha \cdot \beta)^{0.5} = 0.024 \quad w_{\min} := \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)^{0.5} = 24.335 \quad f_{\min} := \frac{w_{\min}}{2 \cdot \pi} = 3.873$$

Obtención de los parámetros dado un amortiguamiento mínimo a una frecuencia dada:

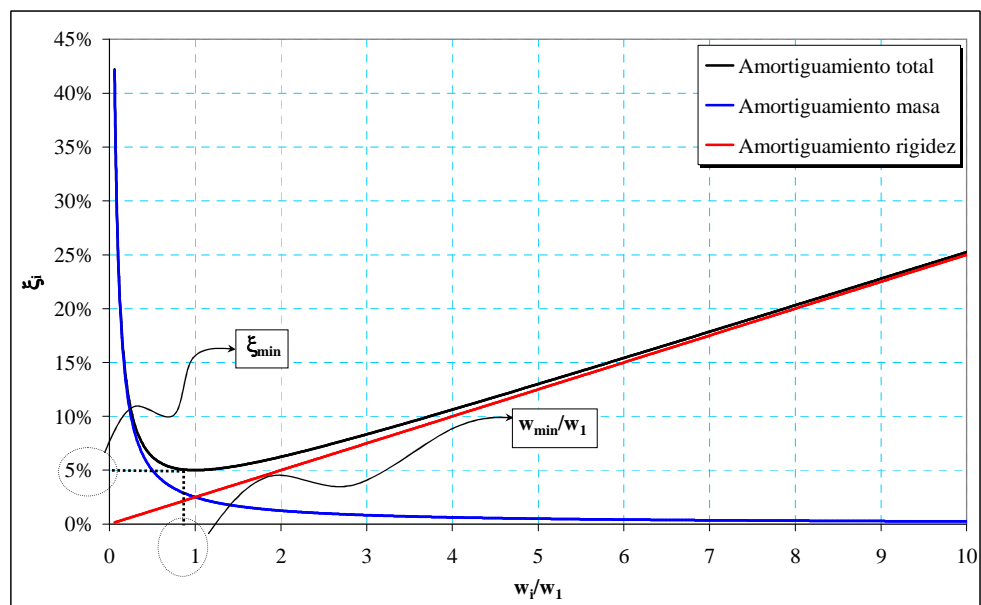
$$\xi_{\min 1} := 5 \text{ (\%)} \quad f_{\min 1} := 9.375 \text{ (Hz)}$$

$$\alpha 1 := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\xi_{\min 1}}{100} \cdot f_{\min 1} \quad \alpha 1 = 2.945$$

$$\beta 1 := \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{100}{f_{\min 1}} \quad \beta 1 = 8.488 \times 10^{-4}$$

Nota 1: La fracción de amortiguamiento crítico para un material de tipo geológico se encuentra en el rango del 2-5% (Flac, Manual).

Nota 2: Para los elementos estructurales, la fracción de amortiguamiento crítico se encuentra en el rango del 5-10% (Flac, Manual).



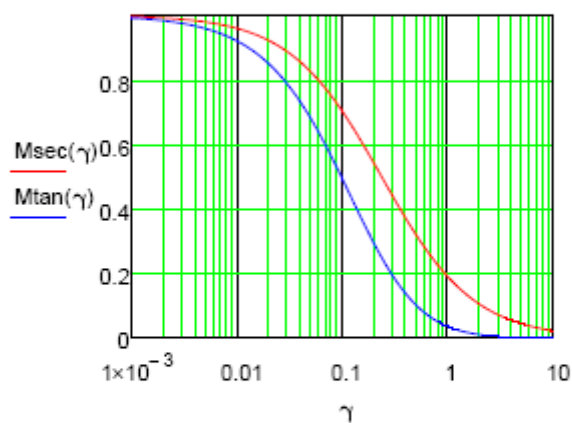
Anexo D: Representación en *Mathcad14* de los modelos hiperbólicos de *FLAC/FLAC^{3D}*

Modelo Hardin/Drnevich

$$\gamma_{\text{ref}} := 0.234 \text{ (\%)} \quad \gamma := 10^{-4}, 2 \cdot 10^{-4} \dots 10 \text{ (\%)}$$

$$M_{\text{sec}}(\gamma) := \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{\text{ref}}}}$$

$$M_{\text{tan}}(\gamma) := M_{\text{sec}}(\gamma) + \gamma \cdot \left(\frac{d}{d\gamma} M_{\text{sec}}(\gamma) \right)$$



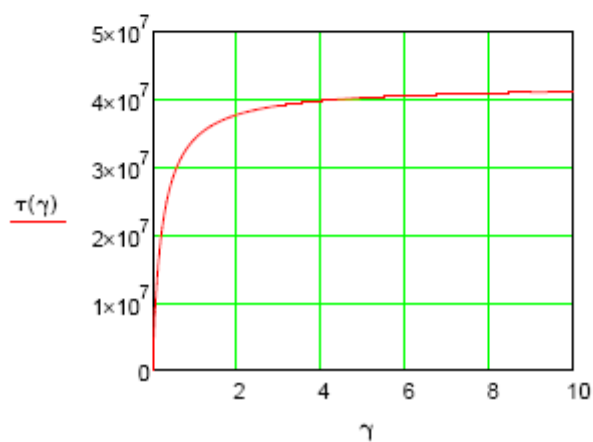
Dado

$$\tau'(\gamma) = G \cdot M_{\text{tan}}(\gamma)$$

$$\tau(10^{-4}) = 0.$$

$$\tau := \text{Odesolve}(\gamma, 10)$$

$$\tau(10) = 4.114 \times 10^7 \text{ (Pa)}$$



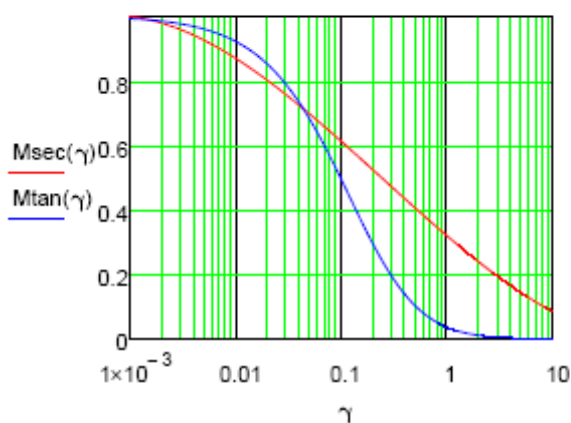
Modelo Default

$$L1 := -3.156 \quad L2 := 1.904 \quad \gamma := 10^{-4}, 2 \cdot 10^{-4} \dots 10 \text{ (\%)}$$

$$L(\gamma) := \log(\gamma) \quad s(\gamma) := \frac{L2 - L(\gamma)}{L2 - L1}$$

$$Msec(\gamma) := s(\gamma) \cdot s(\gamma) \cdot (3 - 2 \cdot s(\gamma))$$

$$Mtan(\gamma) := Msec(\gamma) + \gamma \cdot \left(\frac{d}{d\gamma} Msec(\gamma) \right)$$



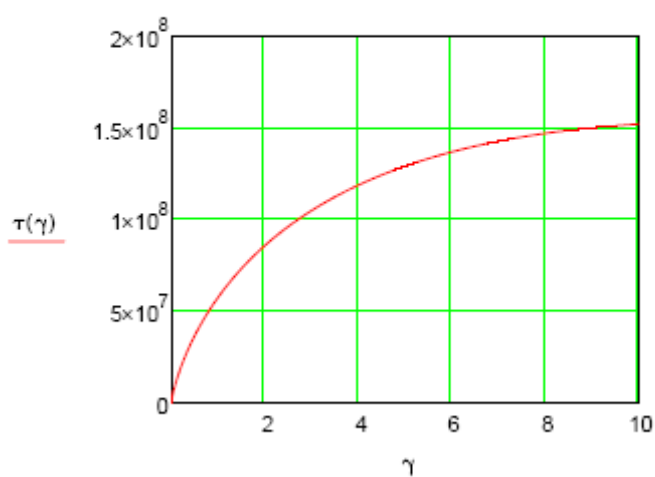
Dado

$$\tau'(\gamma) = G \cdot Mtan(\gamma)$$

$$\tau(10^{-4}) = 0.$$

$$\tau := \text{Odesolve}(\gamma, 10)$$

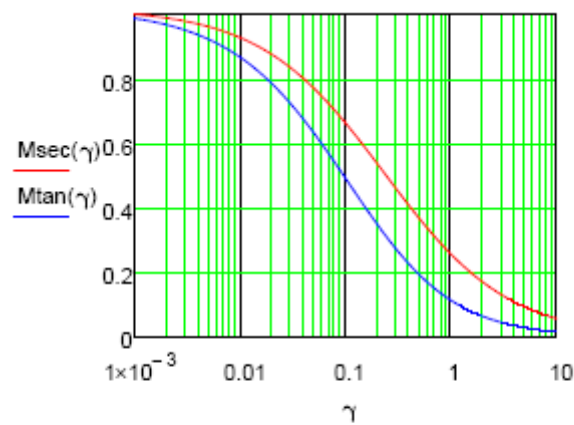
$$\tau(10) = 1.518 \times 10^8 \text{ (Pa)}$$



Modelo Sigma3

$$a := 1.017 \quad b := -0.587 \quad x0 := -0.633 \quad L(\gamma) := \log(\gamma) \quad \gamma := 10^{-4}, 2 \cdot 10^{-4} \dots 10 \text{ (\%)}$$

$$Msec(\gamma) := \frac{a}{1 + \exp\left[\frac{-(L(\gamma) - x0)}{b}\right]} \quad Mtan(\gamma) := Msec(\gamma) + \gamma \cdot \left(\frac{d}{d\gamma} Msec(\gamma)\right)$$



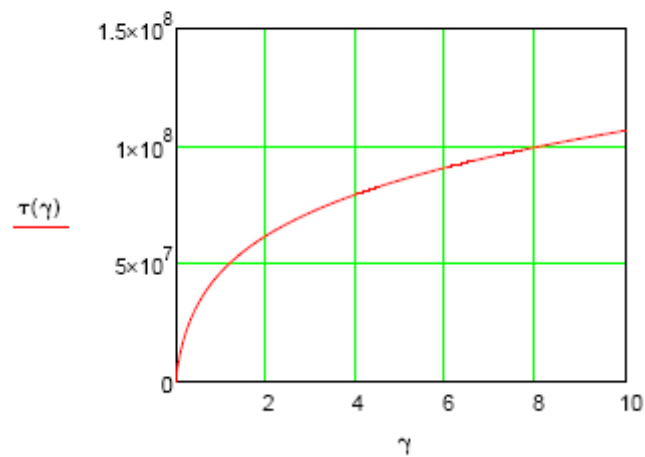
Dado

$$\tau'(\gamma) = G \cdot Mtan(\gamma)$$

$$\tau(10^{-4}) = 0.$$

$$\tau := \text{Odesolve}(\gamma, 10)$$

$$\tau(10) = 1.067 \times 10^8 \text{ (Pa)}$$

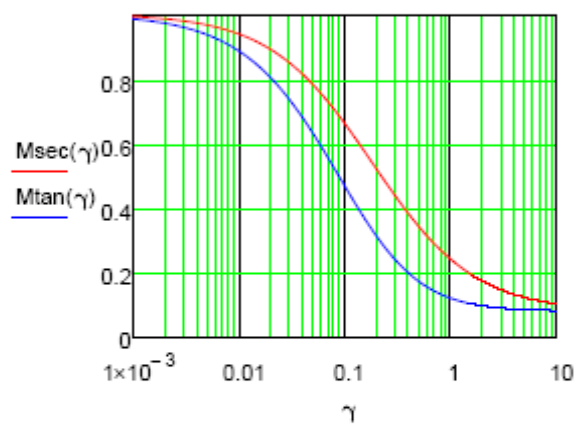


Modelo Sigma4

$$a := 0.922 \quad b := -0.481 \quad x0 := -0.745 \quad y0 := 0.0823 \quad L(\gamma) := \log(\gamma)$$

$$\gamma := 10^{-4}, 2 \cdot 10^{-4} \dots 10 \quad (\%)$$

$$Msec(\gamma) := y0 + \frac{a}{1 + \exp\left[\frac{-(L(\gamma) - x0)}{b}\right]} \quad Mtan(\gamma) := Msec(\gamma) + \gamma \cdot \left(\frac{d}{d\gamma} Msec(\gamma)\right)$$



Dado

$$\tau'(\gamma) = G \cdot Mtan(\gamma)$$

$$\tau(10^{-4}) = 0.$$

$$\tau := \text{Odesolve}(\gamma, 10)$$

$$\tau(10) = 1.911 \times 10^8 \text{ (Pa)}$$

